

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Júlia Andreata Prates

**Conectores Parafusos Instalados com Rebite para
Transferência de Carga em Pilares Mistos com Perfis
Formados a Frio Preenchidos com Concreto**

2017

P912e

Prates, Júlia Andreata.

Estudo de conectores de cisalhamento formados por parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna para pilares mistos em perfis de aço formados a frio e concreto [manuscrito] / Júlia Andreata Prates. - 2017.

xxi, 167 f., enc.: il.

Orientador: Francisco Carlos Rodrigues.

Coorientador: Rodrigo Barreto Caldas.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 145-167.

Bibliografia: f. 140-144.

1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Concreto - Teses. 3. Colunas - Teses. 4. Transferência de carga- Teses. I. Rodrigues, Francisco Carlos. II. Caldas, Rodrigo Barreto. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624(043)

Júlia Andreata Prates

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

“Estudo de Conectores de Cisalhamento Formados por Parafuso com Cabeça Sextavada e Rebite Tubular com Rosca Interna para Pilares Mistos em Perfis de Aço Formados a Frio e Concreto”

Júlia Andreata Prates

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão examinadora:

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES – UFMG – (Orientador)

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas
DEES – UFMG – (Coorientador)

Profa. Dr. Arlene Maria Cunha Sarmanho
DEES – UFMG

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES – UFMG

Belo Horizonte, 22 de Novembro de 2017

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço o Professor Francisco Carlos Rodrigues, orientador deste trabalho, por sua presteza e sua colaboração para que a execução deste estudo fosse possível e realizado da melhor maneira. Agradeço-lhe por me cobrar resultados, por sugerir desafios que me fizeram amadurecer no ramo acadêmico e pessoal.

Ao coorientador deste trabalho, Professor Rodrigo Barreto Caldas, que esteve presente em todos os momentos durante o desenvolvimento, sempre muito solícito, bem disposto, atento e engajado em me ajudar a resolver os problemas que por ora surgiram durante a execução deste estudo.

Aos alunos e amigos, Hermano Sousa Cardoso, Lucas Ribeiro dos Santos, Otávio Prates Aguiar, Lucas Grilo e Laura Medina por todas as ajudas prestadas, compartilhando sempre informações úteis à esta pesquisa. Ao bolsista de iniciação científica e aluno de graduação da Engenharia Mecânica, Eduardo Garibe, que me auxiliou na parte numérica desta pesquisa. Aos demais professores, funcionários e colegas do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

À Usiminas, por fornecer os perfis de aço usados nos ensaios que embazaram este trabalho, ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), por ter me concedido a bolsa de mestrado e à FAPEMIG por financiar este projeto de pesquisa.

À Fernanda pelo companherismo, amizade e palavras de incentivo. Aos meus pais, Rita de Cássia Freitas Andreatta e Renato Martins Prates, que sempre me apoiaram de todas as formas possíveis nesta empreitada, e mesmo nos momentos mais difíceis que passamos não me deixaram desistir e, ao meu irmão, Samuel Prates por ser sempre meu grande amigo e conselheiro. Esta conquista também é de vocês.

"Mestre não é quem sempre ensina, mas quem de repente aprende".

Guimarães Rosa

RESUMO

PRATES, J. A. *Estudo de Conectores de Cisalhamento Formados por Parafuso com Cabeça Sextavada e Rebite Tubular com Rosca Interna para Pilares Mistos em Perfis de Aço Formados a Frio e Concreto*. Belo Horizonte, 2017 – Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Este trabalho consiste em um estudo sobre o comportamento do parafuso sextavado e rebite tubular com rosca interna, quando utilizados como conectores de cisalhamento em pilares mistos de aço em perfis formados à frio preenchidos com concreto convencional. A utilização desses materiais como conectores é uma solução inovadora e de grande interesse prático para situações em que o pilar é tubular, constituído por perfis de aço formados à frio. Este interesse é justificado por três principais fatores, sendo eles: a facilidade em executar-se a ligação em casos onde tem-se somente acesso ao lado externo do tubo; a eliminação de pontos de solda, evitando deformações iniciais indesejadas e, até mesmo, um rompimento na região e, por fim, a possibilidade de utilizar este conector como elemento de ligação entre a viga e o pilar. Para entender-se o contexto da utilização dos conectores de modo geral, inicialmente, são definidas as estruturas mistas de aço e concreto e as vantagens, desvantagens, aplicações e fatores que afetam o desempenho deste sistema. Em seguida, são apresentados os primeiros estudos envolvendo o rebite tubular com rosca interna como conector de cisalhamento. Como a aplicação deste conector em pilares mistos é um estudo pioneiro, serão também apresentados estudos numéricos considerando os parafusos como dispositivos de transferência de carga que serviram de base para a parte teórica deste trabalho. Na sequência, é apresentado sucintamente, a parte experimental de ensaios do tipo cisalhamento direto realizados no Laboratório de Engenharia de Estruturas (LAES) da UFMG em pilares mistos utilizando o conector rebite e parafuso sextavado e, mais detalhadamente, o estudo numérico, desde a calibração até os estudos paramétricos e analíticos realizados. Por fim, propõe-se uma expressão analítica capaz de descrever a força resistente deste conector, através da qual comprova-se a sua utilização como solução técnica, segura e econômica.

Palavras-Chave: Pilares Mistos de aço preenchidos com Concreto; Conectores de cisalhamento; Rebite tubular; Parafuso com cabeça sextavada; Transferência de Carga; Perfis formados a frio; Concreto convencional.

ABSTRACT

PRATES, J. A. *Study of shear connectors composed by bolts with hex head and tubular rivets in Composite Columns with cold-formed profiles and concrete.* Belo Horizonte, 2017 – Master's Thesis. Structural Engineering Department Program, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

This research presents a study of the behavior of bolts with hex head and tubular rivets with inner threads used for composite columns of cold-formed profiles filled with conventional concrete. The use of these materials as shear connectors is an innovative solution and it has a huge practical interest for situations in which a column is tubular, with cold-formed profiles. This interested can be attributed to three main reasons, such as: the connection execution facility when it has access only to the outside of the tube; the elimination of weld points at the connection, which avoid unexpected initial deformations and even a rupture in the region and lastly the possibility of using this connector as joint element between beam and column. To understand the context of the use of these connectors and the connectors in general, initially it will be defined the composite structures of steel and concrete and the advantages, disadvantages and the factors that affect the performance of this system. Following this, it will be presented the main studies conducted with bolts and with tubular rivets with inner threads as shear connectors. As the application of this connector for composite columns is a pioneering study, numerical studies with bolts as shear connectors will also be presented as basis for the theoretical part of this work. Next, it will be presented concisely, the experimental part of push-tests carried out in Structural Engineering Laboratory (LAEES) at UFMG in composite columns using the rivet connector and the bolt with hex head, and in more details, the numerical study, since the calibration to the parametric and analytic studies. Finally, it is proposing an analytical expression which can describe the resistant load of the connector, which can prove the use of this connector as technical, safe and economic solution.

Key words: *Composite columns of steel and filled with concrete; Shear Connectors; Tubular rivet; bolts with hex head; Load transference; Cold formed profiles; Convencional Concrete.*

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| AGRADECIMENTOS | 4 |
| RESUMO | 5 |
| ABSTRACT | 6 |
| LISTA DE FIGURAS | 9 |
| LISTA DE TABELAS | 18 |
| LISTA DE SÍMBOLOS | 20 |
| Letras Romanas Maiúsculas | 20 |
| Letra Romanas Minúsculas | 21 |
| Letras Gregas Minúsculas | 22 |
| Letras Gregas Maísculas..... | 22 |
| LISTA DE ABREVIATURAS..... | 23 |
| Introdução..... | 1 |
| 1.1 Considerações Gerais | 1 |
| 1.2 Objetivo | 3 |
| 1.3 Metodologia..... | 3 |
| 1.4 Justificativa..... | 4 |
| 1.5 Estrutura da dissertação | 5 |
| Revisão Bibliográfica | 6 |
| 2.1 Considerações Gerais | 6 |
| 2.2 Pilares Mistos e Conectores de Cisalhamento | 8 |
| 2.3 Estudos relacionados ao conector parafuso fixado com rebite..... | 11 |
| 2.3.1 Oliveira (2001) | 12 |
| 2.3.2 Bremer (2007) | 14 |
| 2.3.3 Quiñorez (2007)..... | 15 |
| 2.3.4 Silva (2009) | 16 |
| 2.3.5 Oliveira (2009) | 17 |
| 2.4 Parafusos como conectores de cisalhamento..... | 18 |
| 2.4.1 Starossek <i>et al.</i> (2008a) | 18 |
| 2.4.2 Almeida (2012)..... | 21 |
| 2.4.3 Pavlovic <i>et al.</i> (2013) | 26 |
| 2.4.4 Cardoso (2014) | 30 |
| 2.4.5 Santos (2017)..... | 36 |
| Estudo Experimental | 41 |
| 3.1 Considerações Iniciais | 41 |

| | | |
|-----|---|-----|
| 3.2 | Materiais Utilizados | 42 |
| 3.3 | Ensaio de Push-Test | 44 |
| 3.4 | Resultados experimentais..... | 46 |
| | Estudo Numérico | 52 |
| 4.1 | Considerações Gerais..... | 52 |
| 4.2 | Geometria..... | 53 |
| 4.3 | Condições de Contorno..... | 57 |
| 4.4 | Propriedades Mecânicas..... | 59 |
| | 4.4.1 Concreto..... | 60 |
| | 4.4.2 Aço..... | 81 |
| 4.5 | Contatos | 83 |
| 4.6 | Carregamento..... | 85 |
| 4.7 | Resultados Numéricos..... | 86 |
| 4.8 | Análise dos Resultados | 89 |
| | Estudo Paramétrico | 99 |
| 5.1 | Considerações Gerais..... | 99 |
| 5.2 | Modelos Paramétricos..... | 103 |
| 5.3 | Resultados dos modelos paramétricos | 105 |
| 5.4 | Análise dos resultados..... | 106 |
| | Estudo Analítico..... | 118 |
| 6.1 | Considerações Gerais..... | 118 |
| 6.2 | Estudo Analítico..... | 118 |
| 6.3 | Propostas para modelo teórico | 124 |
| | 6.3.1 Santos (2017) | 124 |
| | 6.3.2 ACI 318-14 e Anexo C da ETAG 001 | 129 |
| 6.4 | Análise dos resultados e Modelo Final | 135 |
| | Considerações Finais | 137 |
| 7.1 | Considerações Gerais..... | 137 |
| 7.2 | Sugestões para Trabalhos Futuros..... | 139 |
| | Referências Bibliográficas | 140 |
| | Apêndice A – Resultados dos modelos paramétricos..... | 145 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1-1 – (a) passarela "Cidade Nova" - RJ; (b) Ponte Governador Carlos Lindenberg - ES. | 2 |
| Figura 2-1 – Comportamento de pilares tubulares preenchidos por concreto sob esforço axial de compressão (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2014)..... | 6 |
| Figura 2-2 – Tipos de seções transversais de pilares mistos (ABNT NBR 8800:2008)..... | 8 |
| Figura 2-3 – Dispositivo Tipo 1 (ABNT NBR 16239:2013)..... | 9 |
| Figura 2-4 – Dispositivo Tipo 2 para pilares com seções quadradas e retangulares (NBR ABNT 16239:2013)..... | 10 |
| Figura 2-5 – Rebite tubular com rosca interna, Bremer (2007)..... | 11 |
| Figura 2-6 – (a) Configurações dos conectores após ensaio (b) Ruptura no modelo: Concreto sem armadura e conector rebite com rosca interna (c) Concreto com armadura e conector rebite com rosca interna (Oliveira, 2001)..... | 12 |
| Figura 2-7 – Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso (Modelos do GRUPO 5) (Oliveira, 2001). | 13 |
| Figura 2-8 – Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso (Modelos do GRUPO 6) (Oliveira, 2001). | 13 |
| Figura 2-9 – Utilizando o conector rebite e parafuso sextavado em viga mista (Bremer, 2007). .. | 14 |
| Figura 2-10 – Carga <i>versus</i> Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo <i>Push out</i> M12-4 (Bremer, 2007). | 15 |
| Figura 2-11 – Conectores de cisalhamento depois do ensaio, após remoção da laje de concreto do modelo (Quiñorez, 2007)..... | 15 |
| Figura 2-12 – Gráfico carga x flecha – Comparação dos resultados de Silva (2009). | 16 |
| Figura 2-13 – Relação carga-deslizamento dos conectores de cisalhamento (Silva, 2009). | 17 |
| Figura 2-14 – Detalhes do apoio do deck metálico no perfil caixa (Oliveira, 2009)..... | 18 |
| Figura 2-15 – Tipos de carregamento realizados por Starossek <i>et al.</i> (2008a), (a) no concreto; (b) no aço, sem e com conectores; (c) no aço e no concreto. | 19 |
| Figura 2-16 – Modelo numérico tridimensional de Starossek <i>et al.</i> (2008a). | 20 |
| Figura 2-17 – Falha de um PMPC por escoamento do tubo de aço e esmagamento do concreto, modelos numérico e experimental (Starossek <i>et al.</i> , 2008a). | 21 |
| Figura 2-18 – Refinamento da malha na região dos parafusos (Almeida, 2012). | 22 |
| Figura 2-19 – Preparação e montagem dos ensaios (Pavlovic <i>et al.</i> , 2013). | 26 |
| Figura 2-20 – (a) Modelo de <i>push test</i> completo (b) Detalhe do modelo simplificado (Pavlovic <i>et al.</i> , 2013)..... | 27 |

| | |
|--|----|
| Figura 2-21 – Parafuso e porca (Pavlovic <i>et al.</i> , 2013)..... | 28 |
| Figura 2-22 – Gráfico comparativo de força <i>versus</i> deslocamento dos modelos experimentais e numéricos parafusos e stud bolts (adaptado de Pavlovic <i>et al.</i> , 2013)..... | 29 |
| Figura 2-23 – Carregamento ao longo do eixo dos conectores (tensões em MPa), utilizando : (a) stud-bolts e (b) parafusos em ensaios de cisalhamento direto padrão, realizados por PAVLOVIC <i>et al.</i> (2013)..... | 30 |
| Figura 2-24 – Ilustração dos ensaios de cisalhamento (Cardoso, 2014): (a) <i>push-out</i> -BL, (b) <i>push-out</i> -BA. | 31 |
| Figura 2-25 – Modelagem dos PMPCs realizada com o software comercial ABAQUS, versão 6.10 (Cardoso, 2014)..... | 32 |
| Figura 2-26 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico G e os modelos experimentais da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), limitado a um deslizamento relativo de 8 mm. (Cardoso, 2014). | 32 |
| Figura 2-27 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo do modelo numérico H e os modelos experimentais da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 8 mm. (Cardoso, 2014). | 33 |
| Figura 2-28 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série G (Cardoso, 2014)..... | 34 |
| Figura 2-29 – Força <i>versus</i> deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série H (Cardoso, 2014)..... | 35 |
| Figura 2-30 - Representação dos protótipos da série E (Santos, 2017)..... | 36 |
| Figura 2-31- Representação dos protótipos da série F (Santos, 2017)..... | 37 |
| Figura 2-32 - Modelos numéricos: (a) série E; (b) série F..... | 37 |
| Figura 2-33 - Malha de elementos finitos da série F (Santos, 2017). | 38 |
| Figura 2-34 - Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos protótipos da série E, e do modelos numérico correspondente à série E, Santos (2017). | 39 |
| Figura 2-35 - Força <i>versus</i> deslizamento relativo dos protótipos da série F, e do modelos numérico correspondente à série F, Santos (2017). | 39 |
| Figura 2-36 - Representação das tensões atuantes no parafuso, Santos (2017). | 40 |
| Figura 2-37 - Representação das forças resultantes das tensões atuantes no fuste do parafuso, Santos (2017). | 40 |
| Figura 3-1 – Modelos da série B8 em primeiro plano e da série B4 em segundo plano, antes de serem concretados: (a) vista externa dos modelos B4 e B8; (b) vista interna do modelo B4-1 (Cardoso <i>et al.</i> , 2014)..... | 41 |
| Figura 3-2 – Desenho representativo do conector, rebite e parafuso. (adaptado de Cardoso <i>et al.</i> , 2014). | 44 |

| | |
|---|----|
| Figura 3-3 – Montagem e instrumentação dos ensaios de cisalhamento realizados por Cardoso <i>et al.</i> (2014) nos modelos (a) B4-1, B4-2, B4-3 e B8-1, (b) B8-2 e B8-3..... | 45 |
| Figura 3-4 – Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série B4 (adaptado de Cardoso <i>et al.</i> , 2014)..... | 46 |
| Figura 3-5 – Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série B8 (adaptado de Cardoso <i>et al.</i> , 2014)..... | 47 |
| Figura 3-6 – Fissuração e ruptura do núcleo de concreto nos modelos: (a) B4-1 e (b) B4-2 (Cardoso <i>et al.</i> 2014)..... | 47 |
| Figura 3-7 – Vista superior do modelo B8-1 após a realização do ensaio (Cardoso <i>et al.</i> , 2014).. | 48 |
| Figura 3-8 – Vista superior do modelo B8-2 após a realização do ensaio (Cardoso <i>et al.</i> , 2014).. | 49 |
| Figura 3-9 – Vista superior do modelo B4-3 após a realização do ensaio (Cardoso <i>et al.</i> , 2014).. | 49 |
| Figura 3-10 – Fissuração e ruptura do núcleo de concreto nos modelos: (a) B8-1 e (b) B8-2, (Cardoso <i>et al.</i> , 2014)..... | 50 |
| Figura 3-11 – Representação do giro dos conectores no modelo B8-2: (a) vista externa, (b) vista interna..... | 50 |
| Figura 4-1 – Modelagem de $\frac{1}{4}$ dos PMPC, no programa SolidWorks com (a) 4 conectores (b) 8 conectores..... | 53 |
| Figura 4-2 – Elemento de malha C3D8 (adaptado de Starossek e Falah, 2008). | 54 |
| Figura 4-3 – Parafuso e rebite do modelo numérico do trabalho de Cardoso <i>et al</i> (2014)..... | 55 |
| Figura 4-4 – Representação do modelo numérico B4n (adaptado de Cardoso <i>et al.</i> , 2014). | 55 |
| Figura 4-5 – Imagem retirada do ABAQUS 6.14 do controle de malha. | 56 |
| Figura 4-6 – Definições de malha para o parafuso e para o rebite, considerando o algoritmo <i>Medial Axis</i> | 56 |
| Figura 4-7 – Modelo Numérico de $\frac{1}{4}$ dos pilares para 8 parafusos..... | 57 |
| Figura 4-8 – Modelo Numérico de $\frac{1}{4}$ dos pilares para 4 parafusos..... | 57 |
| Figura 4-9 – (a) restrição do deslocamento vertical da base do tubo; (b) Restrição do deslocamento na direção y, devido a simetria do plano X-Z; (c) restrição dos deslocamentos horizontais devido ao contato do concreto com o atuador; (d) Restrição do deslocamento na direção x, devido a simetria do plano Y-Z; | 58 |
| Figura 4-10 – Resposta do concreto de um carregamento axial para (a) tração e (b) compressão (SIMULIA, 2014)..... | 60 |
| Figura 4-11 – Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto (Eurocode 2: EN 1992-1-1:2004).... | 62 |
| Figura 4-12 – Curva tensão <i>versus</i> deformação adaptada de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)..... | 63 |
| Figura 4-13 – Curva Tensão <i>versus</i> Deformação proposta para o concreto confinado (adaptado de Tao <i>et al.</i> , 2013)..... | 64 |
| Figura 4-14 – Curva Tensão <i>versus</i> Deformação proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) utilizada nos modelos B4..... | 66 |

| | |
|--|----|
| Figura 4-15 – Curva Tensão <i>versus</i> Deformação proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) utilizada nos modelos B8. | 66 |
| Figura 4-16 – Evolução do parâmetro de dano à compressão do concreto para o modelo com 4 parafusos. | 67 |
| Figura 4-17 – Evolução do parâmetro de dano à compressão do concreto para o modelo com 8 parafusos. | 68 |
| Figura 4-18 – Aspecto da curva que descreve a abertura das fissuras no concreto para um dado f_{ck} , (Silva, 2013). | 69 |
| Figura 4-19 – Tensão <i>versus</i> abertura de fissuras baseado no modelo matemático de Bézier (adaptado de Kim e Nguyen, 2010). | 70 |
| Figura 4-20 – Gráfico tensão <i>versus</i> abertura de fissuras para o modelo com 4 parafusos. | 71 |
| Figura 4-21 – Gráfico tensão <i>versus</i> abertura de fissuras para o modelo com 8 parafusos. | 71 |
| Figura 4-22 – Evolução do parâmetro de dano do concreto à tração para o modelo com 4 parafusos. | 72 |
| Figura 4-23 – Evolução do parâmetro de dano do concreto à tração para o modelo com 8 parafusos. | 72 |
| Figura 4-24 – Abertura da fissura medida por um paquímetro (LAEES) – Modelo B8-3. | 73 |
| Figura 4-25 – Dano no concreto à tração do modelo numérico com 8 parafusos, considerando à proposta de Kim e Nguyen (2010) para (a) 2mm; (b) 4mm (c) 6mm. | 73 |
| Figura 4-26 – Influência da dimensão de abertura de fissura e força máxima atingida pelo modelo numérico de 8 parafusos. | 74 |
| Figura 4-27 – Influência do parâmetro K_c sobre a forma da superfície de escoamento, SIMULIA (2014). | 75 |
| Figura 4-28 – Influência do parâmetro K_c na curva força <i>versus</i> deformação em um pilar circular, adaptado de Tao <i>et al.</i> (2013). | 76 |
| Figura 4-29 – Influência do parâmetro K_c na curva força <i>versus</i> deformação em um pilar quadrado, adaptado de Tao <i>et al.</i> (2013). | 76 |
| Figura 4-30 – Influência do parâmetro ψ na curva força <i>versus</i> deformação em um pilar circular, adaptado de Tao <i>et al.</i> (2013). | 77 |
| Figura 4-31 – Influência do parâmetro ψ na curva força <i>versus</i> deformação em um pilar quadrado, adaptado de Tao <i>et al.</i> (2013). | 78 |
| Figura 4-32 - Representação gráfica do ângulo de dilatância e da excentricidade no plano meridiano (Genikomsou e Polak, 2015) | 79 |
| Figura 4-33 – $\sigma b0$ e $\sigma c0$ no plano biaxial da superfície de escoamento de Lubliner <i>et al.</i> (1989) | 80 |
| Figura 4-34 – Parâmetros do <i>Concrete Damaged Plasticity</i> (ABAQUS v.6.14). | 81 |
| Figura 4-35 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do perfil de aço. | 82 |
| Figura 4-36– Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do parafuso. | 82 |

| | |
|---|----|
| Figura 4-37– Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do rebite. | 83 |
| Figura 4-38 – Aplicação de deslocamento prescrito através do <i>Constraint Coupling</i> no modelo numérico com 8 conectores (ABAQUS v.6.14). | 85 |
| Figura 4-39 – Resultados numéricos, modelos com 4 parafuso, do presente trabalho <i>versus</i> resultados numéricos e experimentais de Cardoso <i>et al.</i> (2014). | 87 |
| Figura 4-40 – Resultados numéricos, modelos com 8 parafuso, do presente trabalho <i>versus</i> resultados numéricos e experimentais de Cardoso <i>et al.</i> (2014). | 87 |
| Figura 4-41 – Gráfico força (kN) <i>versus</i> deslizamento relativo (mm) do modelo calibrado 4p-CALIBRADO..... | 89 |
| Figura 4-42 – Deslocamento do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63. | 90 |
| Figura 4-43 – Deslocamento do parafuso no incremento 104..... | 90 |
| Figura 4-44 – Escoamento do aço do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63. | 91 |
| Figura 4-45 – Dano à compressão do concreto nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63. | 91 |
| Figura 4-46 – Dano à compressão do concreto no último incremento 104. | 92 |
| Figura 4-47 – Dano à tração do concreto nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63. | 92 |
| Figura 4-48 – Dano à tração do concreto no último incremento 104. | 92 |
| Figura 4-49 – Escoamento do aço do perfil nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63. | 93 |
| Figura 4-50 – Escoamento do aço do perfil no último incremento 104. | 93 |
| Figura 4-51 – Gráfico força (kN) <i>versus</i> deslizamento relativo (mm) do modelo calibrado | 93 |
| Figura 4-52 – Deslocamento do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 21,35 e 94. | 94 |
| Figura 4-53 – Escoamento do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 21,35 e 94. | 94 |
| Figura 4-54 – Deslocamento do parafuso no incremento 161..... | 94 |
| Figura 4-55 – Dano à compressão do concreto nas configurações referentes aos incrementos 21, 35 e 94. | 95 |
| Figura 4-56 – Dano à compressão do concreto no último incremento 161. | 95 |
| Figura 4-57 – Dano à tração do concreto nas configurações referentes aos incrementos 21, 35 e 94. | 96 |
| Figura 4-58 – Dano à tração do concreto no último incremento 161. | 96 |
| Figura 4-59 – Escoamento do aço do perfil nas configurações referentes aos incrementos 21, 35 e 94. | 97 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4-60 – Escoamento do aço do perfil no último incremento 161..... | 97 |
| Figura 5-1 – Diagrama força (kN) <i>versus</i> deslizamento relativo (mm) dos modelos 4p-CALIBRADO, 4p-CALIBRADO-1m e 4pN..... | 99 |
| Figura 5-2 – Diagrama força (kN) <i>versus</i> deslizamento relativo (mm) dos modelos 8p-CALIBRADO, 8p-CALIBRADO-1m e 8pN..... | 100 |
| Figura 5-3 – Modelos numéricos (a) 4pN (b) 8pN (c) 12pN (d) 16 pN (ABAQUS v.6.14)..... | 101 |
| Figura 5-4 – Diagrama comparativo de força (kN) <i>versus</i> deslizamento relativo (mm) de cada modelo. | 101 |
| Figura 5-5 – Diagrama força máxima por modelo (kN) <i>versus</i> número de conectores. | 102 |
| Figura 5-6 – Diagrama força máxím por conector (kN) <i>versus</i> número de conectores..... | 102 |
| Figura 5-7 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-2mm, 4pN (com 3,75 mm de espessura), 4pN-4.75mm e 4pN-6.3mm. | 106 |
| Figura 5-8 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm. | 107 |
| Figura 5-9 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN e 4pN-alma-200mm. | 108 |
| Figura 5-10 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm, 4pN e 4pN-7db-84mm. | 109 |
| Figura 5-11 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-Parafuso-Raio-4.47mm, 4pN e 4pN-Parafuso-Raio-6.26mm. | 109 |
| Figura 5-12 - Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo para modelos da 2ª Categoria, para comprimento do fuste igual a 36 mm e alma variando de 100 mm a 250 mm. | 110 |
| Figura 5-13 - Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo para modelos da 2ª Categoria, para comprimento de fuste igual a 48 mm e alma variando de 100 mm a 250 mm. | 111 |
| Figura 5-14 – Imagens comparativas entre os modelos "4pN-3db-36mm-alma-250mm" e "4pN-3db-36mm-alma-100mm" , para os deslizamentos de aproximadamente (a) 6mm e (b) 12 mm. | 112 |
| Figura 5-15 – Imagens comparativas entre os modelos "4pN-4db-48mm-alma-250mm" e "4pN-4db-48mm-alma-100mm" , para os deslizamentos de aproximadamente (a) 6mm e (b) 12 mm. | 113 |
| Figura 5-16 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo para modelos da 3ª Categoria, para larguras de alma e mesas variando de 100 mm a 250 mm. | 114 |
| Figura 5-17 – Imagens comparativas entre os modelos "4pN-alma-mesas-250mm" e "4pN-alma-mesas-150mm", para os deslizamentos de aproximadamente 12 mm. | 114 |
| Figura 5-18 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo para modelos da 4ª Categoria, para larguras de alma e mesas variando de 200 e 250 mm e comprimento do fuste do parafuso variando de 36 mm a 84 mm..... | 115 |
| Figura 5-19 – Curva força <i>versus</i> deslizamento relativo para modelos da 2ª, com largura de alma igual a 100 mm e comprimento do fuste do parafuso variando de 36 mm e 48 mm e da 4ª Categoria, com alma e mesas 100 mm e comprimento do fuste do parafuso de 36mm e 48mm. | 116 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5-20 – Imagem esquemática da disposição da solda sugerida. | 116 |
| Figura 6-1 – Representação das (a) tensões atuantes (b) forças atuantes no conector (Santos, 2017)..... | 125 |
| Figura 6-2 – (a) Falha no aço por cisalhamento (b) Arrancamento do concreto (ACI 318-14). .. | 129 |
| Figura 6-3 – Falha do concreto em cone (ACI 318-14). | 129 |
| Figura 8-1 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm. | 154 |
| | |
| Figura A.1- 1 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo do modelo 4pN. | 146 |
| Figura A.1- 2 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN. | 146 |
| Figura A.1- 3 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN. | 147 |
| Figura A.1- 4 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN. | 148 |
| Figura A.1- 5 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN. | 148 |
| Figura A.1- 6 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN. | 149 |
| Figura A.1- 7 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN. | 150 |
| Figura A.1- 8 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-2mm, 4pN-4.75mm e 4pN-6.3 mm. | 150 |
| Figura A.1- 9 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm. | 151 |
| Figura A.1- 10 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm. | 151 |
| Figura A.1- 11 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm. | 152 |
| Figura A.1- 12 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm. | 152 |
| Figura A.1- 13 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm. | 153 |
| Figura A.1- 14 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm. | 153 |
| Figura A.1- 15 | 154 |
| Figura A.1- 17 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e | 154 |
| Figura A.1- 18 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e | 155 |
| Figura A.1- 19 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm. | 155 |

| | |
|--|-----|
| Figura A.1- 20 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm. | 155 |
| Figura A.1- 21 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-mesas-100, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm. | 156 |
| Figura A.1- 22 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm. | 156 |
| Figura A.1- 23 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm. | 156 |
| Figura A.1- 24 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm. | 157 |
| Figura A.1- 25 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm. | 157 |
| Figura A.1- 26 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm. | 157 |
| Figura A.1- 27 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e | 158 |
| Figura A.1- 28 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm. | 158 |
| Figura A.1- 29 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-Parafuso-4,47mm e 4pN-Parafuso-6,26mm. | 159 |
| Figura A.1- 30 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm. | 159 |
| Figura A.1- 31 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm. | 159 |
| Figura A.1- 32 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm. | 160 |
| Figura A.1- 33 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e | 160 |
| Figura A.1- 34 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e | 160 |
| Figura A.1- 35 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm. | 161 |
| Figura A.1- 36 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-20 e 4pN-30. | 161 |
| Figura A.1- 37 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-20 e 4pN-30. | 161 |
| Figura A.1- 38 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-20 e 4pN-30. | 162 |
| Figura A.1- 39 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-20 e 4pN-30. | 162 |

| | |
|--|-----|
| Figura A.1- 40 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-20 e 4pN-30. | 162 |
| Figura A.1- 41 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-20 e 4pN-30. | 163 |
| Figura A.1- 42 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-20 e 4pN-30. | 163 |
| Figura A.1- 43 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 163 |
| Figura A.1- 44 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 164 |
| Figura A.1- 45 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 164 |
| Figura A.1- 46 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 164 |
| Figura A.1- 47 – Tensões de Von Mises no parafuso dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 165 |
| Figura A.1- 48 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 165 |
| Figura A.1- 49 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800. | 165 |
| Figura A.1- 50 – Gráfico Força <i>versus</i> Deslizamento Relativo dos modelos 4pN e 4pN-Perfil-250e400. | 166 |
| Figura A.1- 51 – Deslizamento relativo, dano à compressão do concreto, dano à tração do concreto, Tensão Von Mises do parafuso, Tensão de Von Mises do perfil de aço e Tensão longitudinal (S33) no concreto do modelo "4pN-perfil-250e400". | 167 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 2-1 – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd} (ABNT NBR 8800:2008). | 9 |
| Tabela 2-2 – Resultados de carga última (adaptado de Almeida, 2012)..... | 23 |
| Tabela 2-3 – Força atuante e capacidade resistente do tubo de aço e do núcleo e concreto (Almeida, 2012)..... | 23 |
| Tabela 2-4 – Força atuante e capacidade resistente dos conectores (Almeida, 2012). | 24 |
| Tabela 2-6 – Resultado do estudo analítico de acordo com a norma ABNT NBR 16239:2013 (Cardoso, 2014)..... | 34 |
| Tabela 3-1 – Resultados da interpolação de f_{cm} e f_{ctm} para cada modelo. | 43 |
| Tabela 3-2 – Parâmetros de resistência dos conectores de cisalhamento dos modelos da série B4 (Cardoso <i>et al.</i> , 2014)..... | 51 |
| Tabela 3-3 – Parâmetros de resistência dos conectores de cisalhamento dos modelos da série B8 (Cardoso <i>et al.</i> , 2014)..... | 51 |
| Tabela 4-1 – Propriedades dos Materiais | 59 |
| Tabela 4-2 – Pares ordenados para a definição do comportamento pós-crítico do concreto à tração (Silva, 2013)..... | 69 |
| Tabela 4-3 – Interações entre elementos..... | 84 |
| Tabela 4-4 – Método de convergência e carregamento aplicado. | 86 |
| Tabela 4-5 – Resultados de força máxima e rigidez secante dos modelos B4, B4n e B4-CALIBRADO. | 88 |
| Tabela 4-6 – Resultados de força máxima e rigidez secante dos modelos B8, B8n e B8-CALIBRADO. | 88 |
| Tabela 5-1 – Comparação entre força máxima dos modelos e força por conector. | 102 |
| Tabela 5-2 – Modelos numéricos paramétricos de 1ª Categoria | 103 |
| Tabela 5-3 – Modelos numéricos paramétricos de 2ª Categoria | 104 |
| Tabela 5-4 – Modelos numéricos paramétricos de 3ª Categoria | 104 |
| Tabela 5-5 – Modelos numéricos paramétricos de 4ª Categoria | 105 |
| Tabela 5-6 – Modelos numéricos paramétricos de 5ª Categoria | 105 |
| Tabela 6-3 – Valores teóricos ajustados com base na ABNT NBR 16239:2013, ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, considerando γ_n igual a 1,4..... | 123 |
| Tabela 6-2 – Comparação entre resultados, numérico e analítico, segundo as equações do trabalho de Santos (2017) e adaptações das equações da ABNT NBR 16762:2013 e ABNT NBR 14762:2010 | 126 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 6-3 – Valores teóricos ajustados da proposta de Santos (2017). | 128 |
| Tabela 6-4 – Resultados analíticos considerando as formulações do ETAG 001 e do ACI 318-14. | 134 |
| Tabela A.1- 1 – Principais modelos numéricos com as imagens expostas neste Apêndice. | 145 |

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas

| | |
|-------------|---|
| A_a | Área da seção transversal do perfil de aço |
| A_c | Área da seção transversal do componente de concreto |
| A_b | Área do conector |
| A_1 | Área da região carregada da seção transversal do elemento de concreto |
| A_2 | Área total da seção transversal do elemento de concreto |
| E_a | Módulo de elasticidade do aço |
| E_c | Módulo de elasticidade do concreto |
| E_{cm} | Módulo de elasticidade secante do concreto |
| S_i | Rigidez secante |
| V_{Rd} | Resistência de cálculo do conector |
| P_{Rk} | Força característica |
| P_u | Força Máxima |
| $P_{u,con}$ | Força máxima por conector |
| $P_{u,exp}$ | Força máxima do modelo experimental |
| $P_{u,num}$ | Força máxima do modelo numérico |
| $V_{Rk,c}$ | Força resistente do conector |

Letra Romanas Minúsculas

| | |
|---------------|---|
| a | Diâmetro do tubo ou dimensão do lado da seção quadrada |
| b_f | Largura da mesa |
| d | Altura útil |
| d_c | Dano à compressão uniaxial do concreto |
| d_t | Dano à tração uniaxial do concreto |
| γ_{a1} | coeficiente de ponderação da resistência do aço – escoamento, flambagem e instabilidade |
| γ_{a2} | coeficiente de ponderação da resistência do aço - ruptura |
| f_c | Resistência à compressão do concreto |
| f_{cd} | Resistência de cálculo do concreto à compressão |
| f_{cc} | Resistência à compressão sob confinamento |
| f_{ck} | Resistência característica à compressão do concreto |
| f_{cm} | Resistência média à compressão do concreto |
| f_{ctm} | Resistência média à tração do concreto |
| f_l | Pressão lateral de confinamento |
| f_u | Resistência à ruptura do aço do perfil |
| f_{ub} | Resistência à ruptura do aço do parafuso |
| f_{yb} | Resistência ao escoamento do aço do parafuso |
| f_{ur} | Resistência à ruptura do aço do rebite |
| f_{yr} | Resistência ao escoamento do aço do rebite |
| f_y | Resistência ao escoamento do aço do perfil |
| f_{yd} | Resistência de cálculo ao escoamento do aço |
| e | Espaçamento entre os conectores de cisalhamento |
| h_{ef} | Altura efetiva do conector |
| l_b | Comprimento líquido (descontando a espessura da parede do tubo de aço). |
| k' | Rigidez do conector em regime linear; Constante |
| n | número de furos do conector |
| t | Espessura da parede do tubo |
| t_f | Espessura da mesa |
| t_r | Espessura do rebite |
| t_w | Espessura da alma |
| d_b | Diâmetro do parafuso |
| d_{bef} | Diâmetro efetivo do parafuso |
| d_r | Diâmetro do rebite |
| u_1 | Deslocamento em x |
| u_2 | Deslocamento em y |
| u_3 | Deslocamento em z |
| d_r | Diâmetro do rebite |
| d_b | Diâmetro do parafuso |
| d_m | Diâmetro médio do conector |
| ℓ_b | Comprimento líquido efetivo do parafuso |
| ℓ_r | Comprimento líquido efetivo do rebite |
| ℓ | Comprimento líquido efetivo total do conector |

Letras Gregas Minúsculas

| | |
|------------------------------------|---|
| ε | Deformação total |
| ε_c | Deformação do concreto |
| ε_c | Deformação do concreto |
| ε_{cc} | Deformação do concreto confinado |
| ε^{el} | Deformação elástica |
| ε^{pl} | Deformação plástica |
| ε_y | Deformação do aço |
| $\alpha, \alpha_{tD}, \alpha_{tE}$ | Constantes |
| γ_c | Massa específica do concreto |
| δ_i | Deslizamento relativo inicial |
| δ_u | Deslizamento relativo máximo |
| δ_{uk} | Deslizamento relativo máximo característico |
| η_{cL} | Fator de confinamento |
| μ | Parâmetro de viscosidade (<i>Concrete Damaged Plasticity</i> - ABAQUS); Coeficiente de atrito |
| ν | Coeficiente de Poisson |
| σ_{b0} | Resistência à compressão no estado biaxial |
| σ_c | Tensão de compressão |
| σ_{c0} | Resistência à compressão no estado uniaxial |
| σ_t | Tensão de tração |
| $\sigma_{c,Rd}$ | Tensão resistente de cálculo à pressão de contato |
| τ_{Rd} | Tensão de cisalhamento resistente de cálculo |
| Ψ | Ângulo de dilatância |
| w_c | Abertura de fissura fictícia |
| $\gamma_a, \gamma_c, \gamma_n$ | Coeficientes de comportamento e ponderação de resistência |

Letras Gregas Maiúsculas

| | |
|----------|-----------|
| Σ | Somatório |
|----------|-----------|

LISTA DE ABREVIATURAS

| | |
|----------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| AISC | American Institute of Steel Construction |
| AISI | American Iron and Steel Institute |
| ECCS | European Convention for Constructional Steelwork |
| EUROCODE | Comitê Europeu de Normatização |
| LRFD | Load Resistance Factor Design |
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| PFF | Perfis formados à frio |
| CNPq | Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Técnico |
| DEES | Departamento de Engenharia de Estruturas |
| DT | Transdutores de deslocamento |
| EN | Norma Européia |
| FAPEMIG | Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais |
| FP | Fator de Proporcionalidade para análise comparativa |
| LAEES | Laboratório de Análise Experimental de Estruturas |
| NBR | Norma Brasileira |
| PMPC | Pilar Misto Preenchido com Concreto |
| UFMG | Universidade Federal de Minas Gerais |
| CDP | <i>Concrete Damaged Plasticity</i> |

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

A partir do final do século XIX, o concreto e o aço se tornaram os principais materiais utilizados na construção civil em todo o mundo. Nas décadas de 40 e 50 surgiram os primeiros sistemas formados por elementos mistos com estes dois materiais. Nesta época, o concreto era associado ao aço somente para revestimento, tendo como finalidade única proteger os perfis contra o fogo e contra a corrosão. Entretanto, na década de 60, as estruturas mistas começaram a ser mais estudadas e conquistaram um espaço maior no ramo da construção civil.

O interesse por este sistema foi motivado pela preocupação em torno da utilização mais racional dos materiais aço e concreto, bem como pelas vantagens que a associação entre eles pode promover, tanto em termos estruturais como construtivos.

No Brasil, as primeiras construções mistas restringiram-se a alguns edifícios e pequenas pontes construídas entre os anos de 1950 e 1960. Todavia, o uso deste sistema vem se expandindo no país, principalmente em cidades com grande mobilidade urbana e alto tráfego de veículos. De acordo com Silva e Gaspar (2014), isto ocorre graças à maior rapidez e versalidade na execução, associadas a um menor impacto ao trânsito e à vida da população de um modo geral.

Em caráter ilustrativo, tem-se como exemplos de construções mistas realizadas recentemente no país (Figura 1-1): a passarela "Cidade Nova" que faz a ligação entre a estação de metrô Cidade Nova e a prefeitura da cidade, no Centro do Rio de Janeiro (2010) e a Ponte Governador Carlos Lindenberg, em Vitória no Espírito Santo (2009).



Figura 1-1 – (a) passarela "Cidade Nova" - RJ; (b) Ponte Governador Carlos Lindenberg - ES.

Para ser considerado e dimensionado como um sistema misto é necessário que o perfil de aço trabalhe em conjunto com o concreto, de forma que o sistema resista aos esforços solicitantes na proporção adequada para a qual os dois componentes foram dimensionados. Para que isso ocorra, é preciso prever e garantir uma interação entre estes dois materiais. Esta interação pode ser completa ou parcial, através de meios mecânicos (conectores, mossas, ressaltos), por atrito (no caso de fôrmas de aço com cantos reentrantes) ou, em alguns casos, somente por aderência e rapartição de forças (como em pilares mistos sujeitos apenas a força normal de compressão).

Os dois últimos casos citados acima podem funcionar quando as forças são consideradas baixas, isto é, o próprio atrito entre os materiais e/ou o atrito das fôrmas é capaz de suportá-las. No entanto, para forças mais elevadas são necessários os meios mecânicos, sendo que os mais utilizados são: os conectores de cisalhamento ou dispositivos de transferência de carga.

Para realizar essa interação mecânica em pilares mistos tubulares preenchidos por concreto, a norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 prevê os conectores do tipo pino com cabeça (*Stud Bolts*) e do tipo parafuso comum ou de alta resistência. Estes dispositivos, entretanto, são aplicáveis aos pilares mistos com perfil laminado ou soldado. Em pilares mistos compostos por perfis de aço formado a frio não há referências normativas e os conectores previstos na ABNT NBR 16239:2013 necessitam de solda na

ligação, o que para o caso de chapas finas pode provocar deformações iniciais indesejadas e, até mesmo, um rompimento na região da ligação.

Em 2014, iniciou-se um trabalho no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (PROPEES-UFMG), propondo o uso do parafuso sextavado, fixado com o rebite tubular com rosca interna, como conector de cisalhamento em pilares mistos preenchidos com concreto (PMPC) com perfis de aço formados à frio. Esse conector, foi originalmente desenvolvido e estudado para uso em vigas mistas com perfis de aço formado à frio (PFF) e apresentou bons resultados.

1.2 Objetivo

Investigar o comportamento do conector de cisalhamento composto por parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna, quando utilizado como dispositivo de transferência de carga em pilares mistos tubulares constituídos por perfis caixa compostos por U enrijecido de aço formado à frio preenchidos com concreto convencional.

1.3 Metodologia

Para atingir o objetivo acima descrito, a seguinte metodologia foi adotada:

- Desenvolveu-se modelos numéricos utilizando o software ABAQUS versão 6.14 buscando simular os ensaios experimentais realizados por Cardoso *et al.* (2014) e compará-los com os modelos numéricos desenvolvidos pelos autores.
- Realizou-se novas simulações numéricas, variando parâmetros considerados mais relevantes para o dimensionamento do conector, como a resistência característica à compressão e à tração do concreto, a resistência ao escoamento do aço do perfil, a resistência a ruptura do aço do perfil, as dimensões dos perfis de aço e as dimensões do conector.
- Desenvolveu-se um estudo analítico, considerando as Normas Brasileiras ABNT NBR 16239:2013, ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 14762:2010, a Norma Européia Eurocode 4 – EN-1994-1-1:2004, a norma *American Concrete Institute*, ACI 318-14, pelo Anexo C da ETAG 001 desenvolvida pela *European*

Organisation for Technical Approvals (EOTA) e a proposta de modelo de cálculo desenvolvida no trabalho de Santos (2017).

- Finalmente, foi proposta uma equação que descreva a força resistente desse conector, visando, inclusive, a sua inclusão nas prescrições das normas técnicas brasileiras pertinentes.

1.4 Justificativa

Atualmente, o Brasil dispõe da norma ABNT NBR 8800:2008 para o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto e da norma ABNT NBR 16239:2013 para o projeto de estruturas de aço e mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Todavia, estas duas normas não abrangem o dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis de aço formados à frio (PFF). Para estes perfis a norma adotada é a ABNT NBR 14762:2010. Entretanto, nesta norma não há referências sobre o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto.

A norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 constam dois dispositivos de transferência de carga: os parafusos comuns ou de alta resistência, classificados como dispositivos do tipo 1 e os conectores pinos com cabeça, denominados dispositivos do tipo 2.

Entretanto, em termos executivos, ambos os dispositivos devem ser soldados ao perfil de aço, o que não os torna eficientes quando se trata de pilares mistos constituídos por perfis de aço formados à frio (chapa fina), uma vez que o aquecimento necessário para a execução da solda pode levar a deformações iniciais indesejadas e até mesmo à um rompimento na região da ligação.

Desta forma, este trabalho visa investigar o desempenho de um novo mecanismo de transferência de carga que possui características atrativas para pilares mistos tubulares utilizando perfis de aço formados à frio (PFF). Trata-se do conector de cisalhamento composto por parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna.

A instalação é feita de forma simples, o rebite é fixado à face externa do tubo de aço com o auxílio de uma ferramenta hidropneumática, sem que haja a necessidade de se ter

acesso ao interior do tubo e pontos de solda na ligação. Outra vantagem importante é que este conector ainda pode funcionar como meio de ligação entre a viga e o pilar.

1.5 Estrutura da dissertação

Cumriu-se diversas etapas que estabeleceram a seguinte estrutura desta dissertação:

- 1) No **Capítulo 2** consta uma revisão bibliográfica sobre estudos relacionados ao conector rebite e estudos numéricos de conectores de cisalhamento em pilares mistos de aço e concreto submetidos a compressão centrada relevantes ao tema;
- 2) No **Capítulo 3** é apresentada uma descrição dos ensaios experimentais realizados por Cardoso *et al.* (2014) que serviram de base para este trabalho;
- 3) No **Capítulo 4** são descritos o desenvolvimento e a aferição dos modelos numéricos propostos para simulação do comportamento dos pilares sob compressão centrada e a determinação da força máxima *versus* deslizamento relativo entre o aço e o concreto, comparando-os com os primeiros estudos numéricos desenvolvidos por Cardoso *et al.* (2014);
- 4) No **Capítulo 5** é apresentado o desenvolvimento dos modelos paramétricos através do processamento de diferentes combinações de dimensões dos perfis (espessura, largura das mesas e da alma), de resistência do concreto, de resistência ao escoamento do aço do perfil, comprimento do fuste e diâmetro do conector;
- 5) No **Capítulo 6** é descrito o estudo analítico, tendo como base as prescrições das normas brasileiras ABNT NBR 16239:2013, ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, do *American Concrete Institute*, ACI 318-14, do Anexo C da ETAG 001 desenvolvida pela *European Organisation for Technical Approvals* (EOTA) e do estudo desenvolvido por Silva (2017).
- 6) Os **Capítulos 7 e 8** são compostos pelas considerações finais do trabalho e as referências bibliográficas, respectivamente.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Gerais

Para os pilares de aço preenchidos com concreto sabe-se que há um aumento expressivo na capacidade resistente do pilar, devido à área de concreto confinada promovida pelo perfil de aço, conforme apresentado na Figura 2-1.

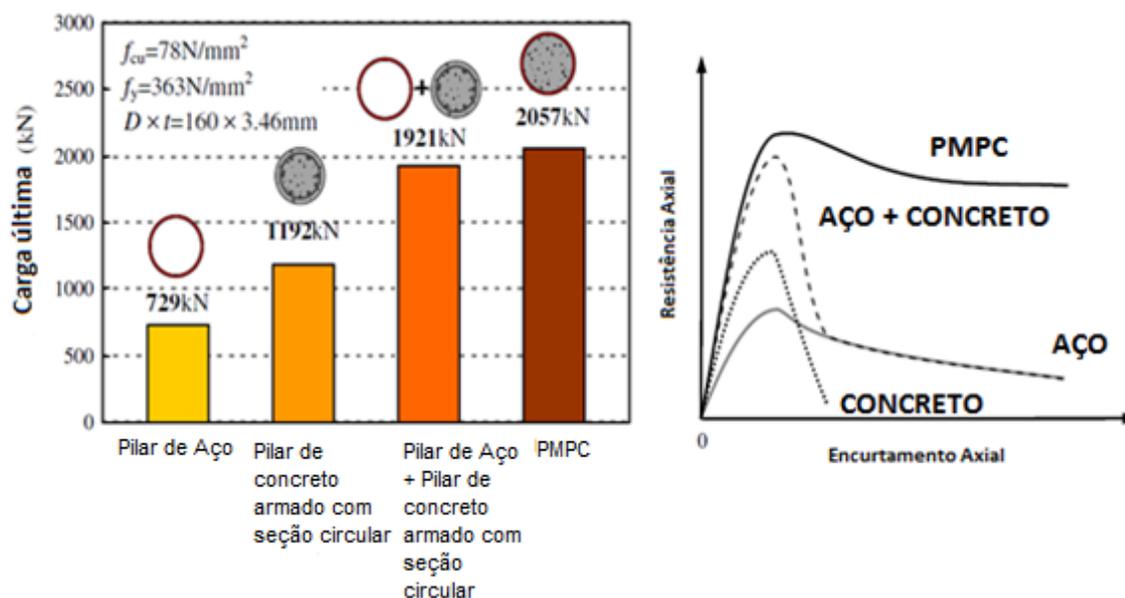


Figura 2-1 – Comportamento de pilares tubulares preenchidos por concreto sob esforço axial de compressão (adaptado de HAN *et al.*, 2014).

Este aumento de resistência do pilar misto em relação à soma das resistências dos materiais isolados justifica o fato de haver uma redução no volume e no peso das estruturas, sem prejuízo da capacidade estrutural do sistema. Com estruturas mais leves é possível obter-se fundações mais econômicas, além de possibilitar aos arquitetos uma maior liberdade para um aproveitamento espacial melhor.

Outras características favoráveis à utilização dos pilares mistos preenchidos são:

- Por ter suas paredes contidas pelo contato com o concreto, o perfil de aço retarda ou não apresenta a ocorrência de flambagem local (estado limite muito comum em PFF);
- facilidade e tempo de execução reduzido, através da dispensa de fôrmas e escoramentos, uma vez que o próprio perfil de aço pode exercer essas funções na fase de construção da estrutura;
- boa precisão no prumo do elemento estrutural;
- uma diminuição no custo com material de escoragem e mão de obra, além de um canteiro de obras mais limpo;
- redução do problema de corrosão e melhor desempenho em uma possível situação de incêndio do que os pilares puramente de aço;
- uma maior resistência à abrasão do sistema quando sujeito à interpéries do que a estrutura de concreto armado convencional.

Além das vantagens supracitadas, a utilização de pilares mistos em regiões sujeitas à abalos sísmicos e/ou rajadas fortes de vento, é uma solução já muito difundida e consolidada. Este fato é justificado por estes pilares apresentarem melhores características de amortecimento aos movimentos em função de uma maior tenacidade¹ e ductilidade² que estruturas de aço convencional ou estruturas de concreto armado. Isto é, por ser um material mais tenaz e dúctil que o concreto, o aço deforma-se plasticamente, redistribuindo tensões locais elevadas antes de romper. Como consequência, os pilares mistos conseguem absorver mais energia até a sua ruptura quando submetidos à carga de impacto em relação aos pilares de concreto armado convencionais.

¹ Tenacidade: é a energia total, plástica ou elástica, que o material pode absorver até a ruptura. Fonte: FERRAZ, Henrique. O Aço na Construção Civil. **Revista Eletrônica de Ciências**. Número 22, Outubro/Novembro/Dezembro de 2003 http://cdcc.sc.usp.br/ciencia/artigos/art_22/aco.html Acesso em 09/07/2012.

² Ductilidade: capacidade do material de se deformar sob a ação de cargas antes de se romper. Fonte: FERRAZ (2003).

2.2 Pilares Mistos e Conectores de Cisalhamento

Existem vários tipos de pilares mistos; entretanto na ABNT NBR 8800:2008 estão previstos somente aqueles que possuem dupla simetria e seção transversal constante. A definição desses pilares pode ser apresentada como: perfis de aço soldados ou laminados, revestidos parcialmente ou totalmente por concreto ou seções tubulares retangulares ou circulares de aço preenchidas com concreto. Na Figura 2-2 estão apresentados os tipos de pilares mistos previstos na ABNT NBR 8800:2008.

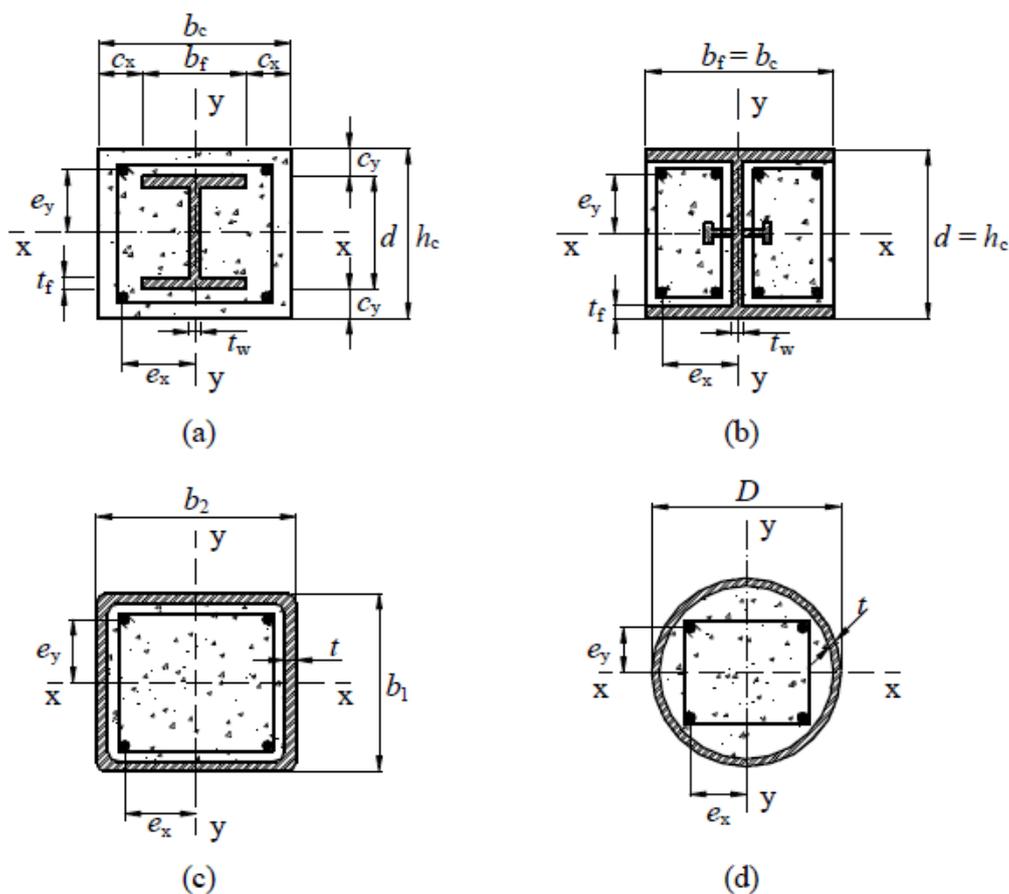


Figura 2-2 – Tipos de seções transversais de pilares mistos (ABNT NBR 8800:2008).

Para que não sejam necessários os dispositivos mecânicos de transferência de carga em pilares mistos preenchidos com concreto, a ABNT NBR 8800:2008 preconiza que as tensões na interface entre o aço e o concreto não devem ultrapassar os valores de tensão de cisalhamento resistente de cálculo, τ_{Rd} , dados na Tabela 2-1.

Tabela 2-1 – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd} (ABNT NBR 8800:2008).

| Tipo de seção transversal do pilar misto | τ_{Rd} MPa |
|--|--------------------|
| Seção totalmente revestida com concreto | 0,30 (ver R.2.2.3) |
| Seção tubular circular preenchida com concreto | 0,55 |
| Seção tubular retangular preenchida com concreto | 0,40 |
| Mesas de seção parcialmente revestida com concreto | 0,20 |
| Almas de seção parcialmente revestida com concreto | 0,00 |

Caso os valores de tensões cisalhantes ultrapassem os valores previstos na Tabela 2-1, será necessário prever e dimensionar dispositivos de transferência de carga. Atualmente, a ABNT NBR 16239:2013 apresenta o dimensionamento de dois dispositivos de transferência de carga, o dispositivo do tipo 1 e o dispositivo do tipo 2. No dispositivo do tipo 1 são usados parafusos (comuns ou de alta resistência) e no dispositivo tipo 2 são feitas aberturas nas paredes do perfil tubular de aço, nas quais soldam-se chapas com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

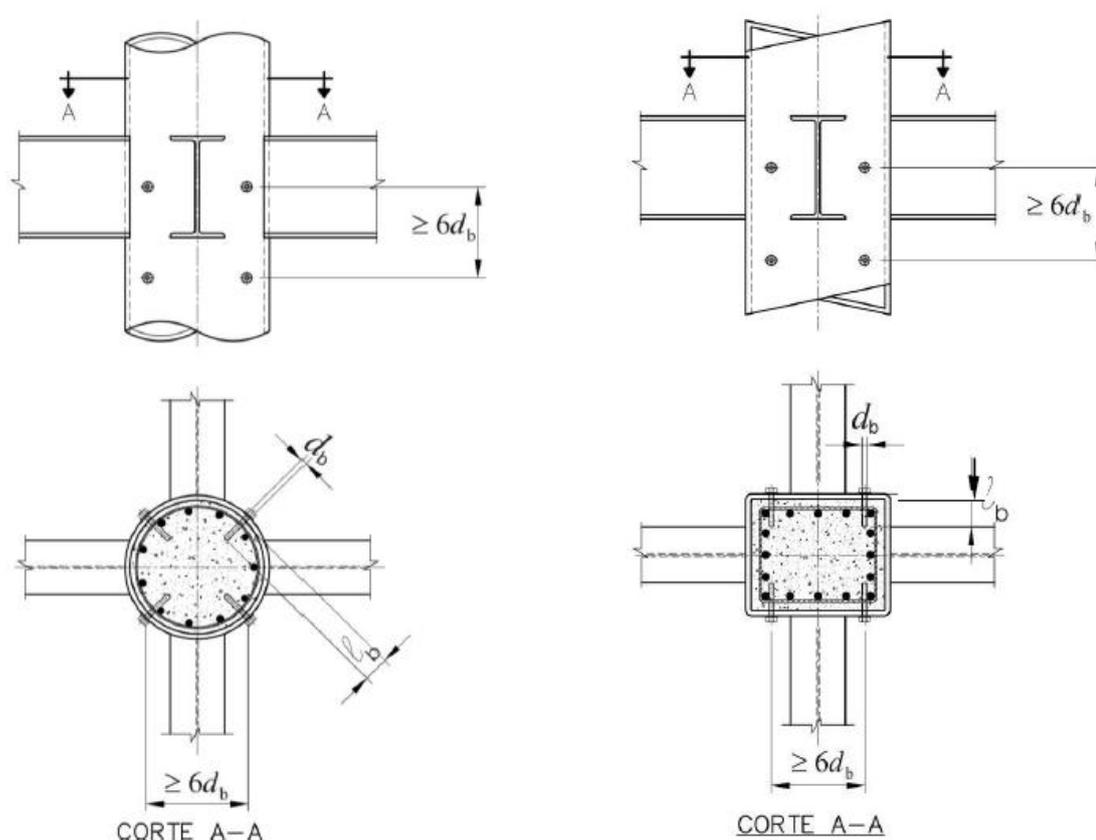


Figura 2-3 – Dispositivo Tipo 1 (ABNT NBR 16239:2013).

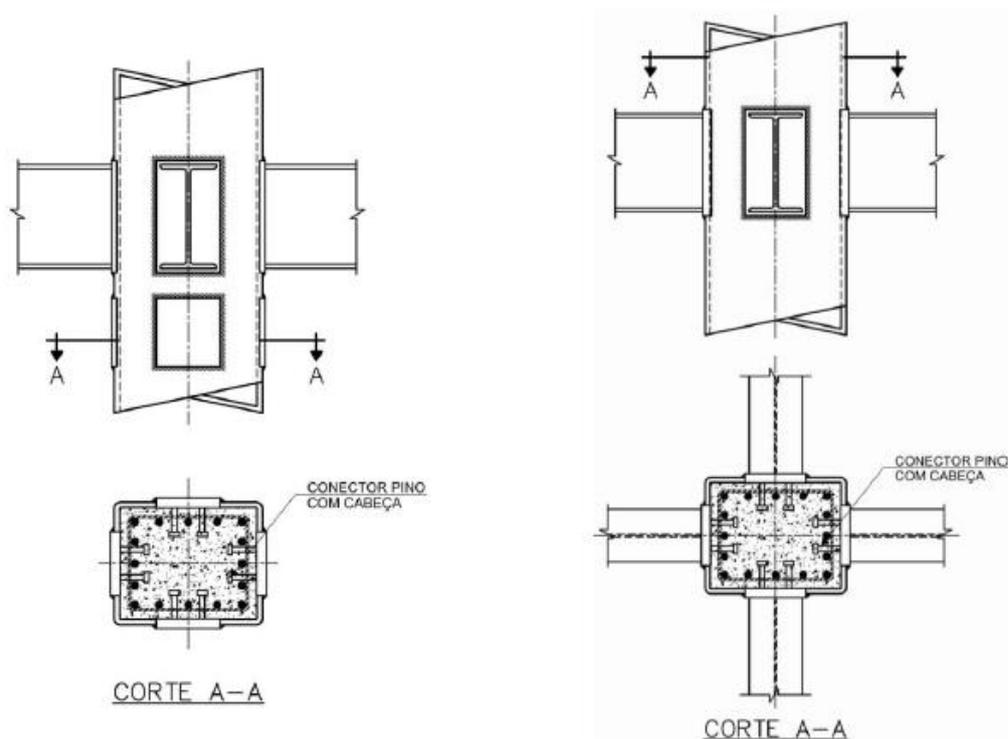


Figura 2-4 – Dispositivo Tipo 2 para pilares com seções quadradas e retangulares (NBR ABNT 16239:2013).

Entretanto, esses dois dispositivos normatizados se aplicam à pilares compostos por perfis soldados e laminados e não há referência normativa sobre pilares mistos compostos por perfis de aço formados à frio.

Como solução alternativa e inovadora, inspirado em um rebite utilizado na indústria automobilística, o Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (PROPEES) através do trabalho de Cardoso *et al.* (2014) e deste presente trabalho promove o estudo do rebite tubular com rosca interna e do parafuso sextavado como dispositivo de transferência de carga em pilares mistos com perfis de aço formados a frio para aplicação na construção civil.

O uso desta solução na construção civil é atrativa por diversas razões, dentre elas: possibilita a execução da ligação tendo acesso apenas pelo lado externo do perfil tubular e já é utilizado na indústria automobilística, com menores dimensões, para fixar chapas finas; substitui os pontos de solda, o que torna o processo econômico e livre de poluição ambiental e não danifica a chapa; obtém-se um posicionamento preciso; não requer operador especializado; pode ser usado em superfícies acabadas, possibilitando pinturas

diversas, sem necessidade de operações secundárias; não é necessário aquecimento e com isso, não há deformações iniciais e não há fumaça; o investimento é baixo se comparado ao conector pino com cabeça; pode ser aplicado em linha de montagem; atinge alta resistência na rosca; possui apenas duas funções, de rebiteagem e parafusamento, ou seja, o processo é simples e rápido; fixam diferentes materiais, inclusive mais de uma chapa, entre outros. Na Figura 2-5 tem-se este conector instalado no perfil.

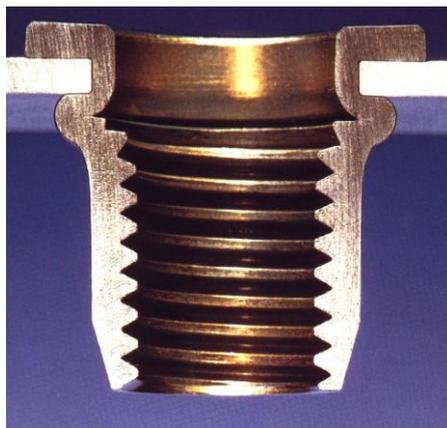


Figura 2-5 – Rebite tubular com rosca interna, Bremer (2007).

Entretanto, por se tratar de uma tecnologia nova para a construção civil, ainda não há uma formulação específica de dimensionamento e, portanto, a finalidade deste trabalho é definir um modelo matemático que descreva a resistência desses conectores.

2.3 Estudos relacionados ao conector parafuso fixado com rebite

No PROPEES da UFMG já foram realizados estudos sobre a concepção estrutural do conector composto por rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado em vigas mistas e lajes mistas, sendo eles os trabalhos de: Oliveira (2001), Bremer (2007), Quiñonez (2007), Oliveira (2009) e Silva (2009).

Entretanto, o primeiro e único estudo anterior a este trabalho que considera o rebite tubular com rosca interna e o parafuso sextavado como conector de cisalhamento em pilares mistos de aço e concreto compostos por perfis de aço formados à frio é o estudo de Cardoso *et al.* (2014). Este estudo serviu como base para o desenvolvimento da presente pesquisa e, por esta razão, será melhor detalhado nos Capítulos 3 e 4.

2.3.1 Oliveira (2001)

Oliveira (2001) realizou ensaios do tipo *push test*, com 9 modelos de conectores U enrijecidos e 6 modelos com conectores pino com cabeça e por rebite tubular com rosca interna e parafuso com cabeça sextavada. Para estes últimos, a falha ocorreu devido à ruptura frágil do concreto dos modelos sem armadura (Figura 2-6b) e devido ao esmagamento sem rasgamento da chapa do perfil para os modelos com armadura (Figura 2-6c). Como este último modo de ruptura não é observado em perfis soldados e laminados, o autor considerou-o como sendo um estado limite novo.



Figura 2-6 – (a) Configurações dos conectores após ensaio (b) Ruptura no modelo: Concreto sem armadura e conector rebite com rosca interna (c) Concreto com armadura e conector rebite com rosca interna (Oliveira, 2001).

A Figura 2-7 apresenta os resultados do ensaio de *push-test* em termos de força por conector *versus* deslizamento relativo dos modelos experimentais 11, 12 e 13 do Grupo 5 que representa os modelos com vigas mistas de aço e concreto (sem armação), utilizando o perfil caixa 170x130x25x2,00 e quatro conectores rebite do tipo M14 x 1,5 PO 300 e parafuso sextavado DIN 960 M14x1,5x100, classe 8.8. A Figura 2-8 apresenta os resultados do ensaio de *push-test* em termos de força por conector *versus* deslizamento relativo dos modelos experimentais 14, 15 e 16 do Grupo 6 que possui as mesmas características que o Grupo 5, entretanto, utilizou-se o concreto com armação nos ensaios.

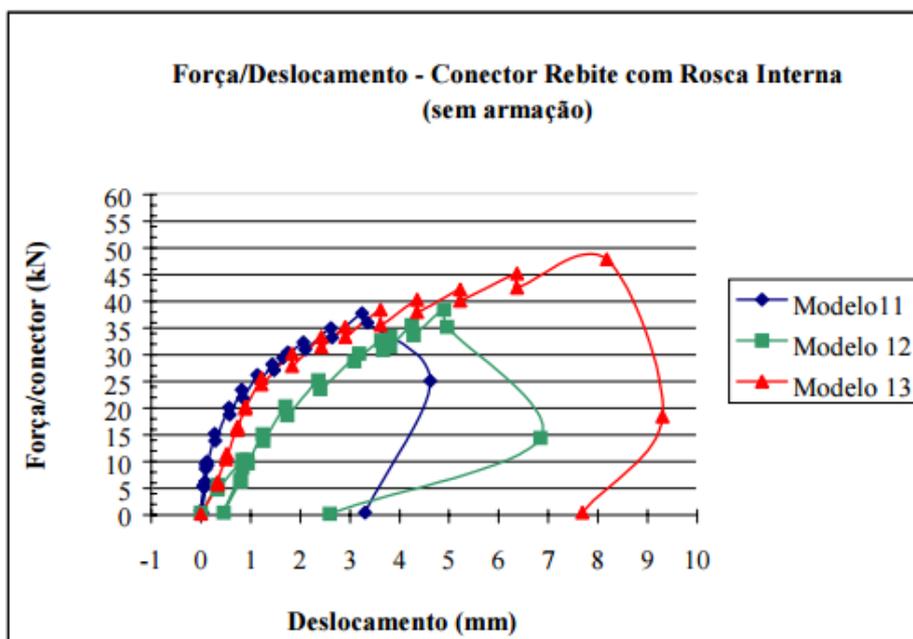


Figura 2-7 – Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso (Modelos do GRUPO 5) (Oliveira, 2001).

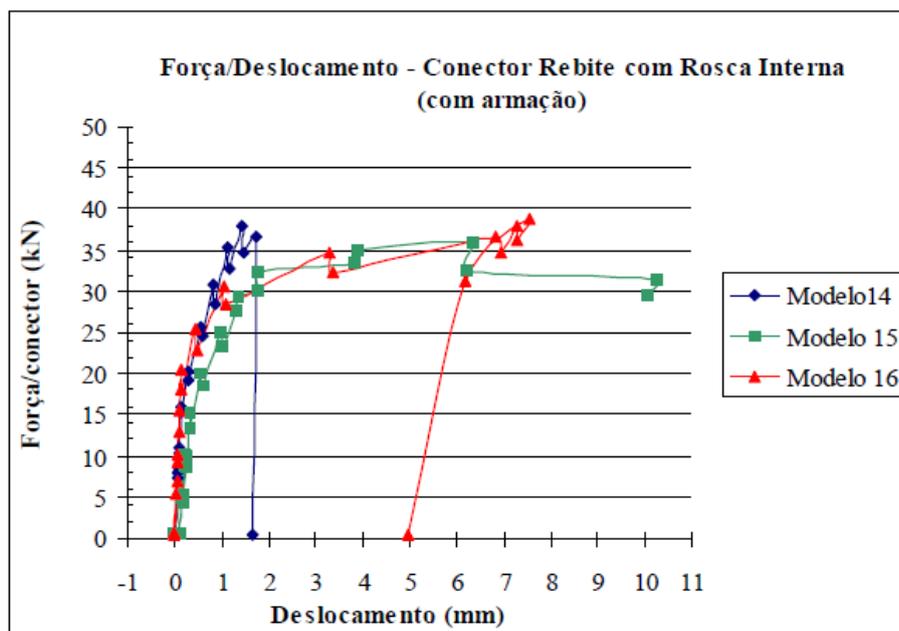


Figura 2-8 – Força x deslocamento do conector rebite com rosca interna e parafuso (Modelos do GRUPO 6) (Oliveira, 2001).

Oliveira (2001) verificou que a presença da armadura foi determinante nas respostas dos modelos com conectores rebite com rosca interna, sendo esta responsável por garantir uma menor ductilidade ao sistema e fazer com que a ruína acontecesse na chapa do perfil de aço.

2.3.2 Bremer (2007)

Bremer (2007) realizou estudos teórico-experimentais do conector rebite e parafuso em um sistema de laje mista com fôrma de aço incorporada (deck metálico, ou popularmente, *steel deck*). A autora encontrou valores de forças resistentes dos modelos dos ensaios em *push test* sempre superiores às forças resistentes calculadas com base em adaptações feitas nas prescrições da norma brasileira ABNT NBR 8800 (1986) e seu projeto de revisão de setembro de 2006 e da norma americana AISC (2005). Concluiu também que estes conectores apresentavam comportamento dúctil e flexível e um desempenho estrutural satisfatório especialmente para edifícios de interesse social, com até 7 pavimentos.



Figura 2-9 – Utilizando o conector rebite e parafuso sextavado em viga mista (Bremer, 2007).

A Figura 2-10 apresenta a média dos valores medidos em dois relógios comparadores RC5 e RC6 em termos de força aplicada e deslizamento do modelo M12-4 ensaiado na pesquisa de Bremer (2007). A força máxima obtida nos ensaios de Bremer (2007) foi em torno de 40 kN.

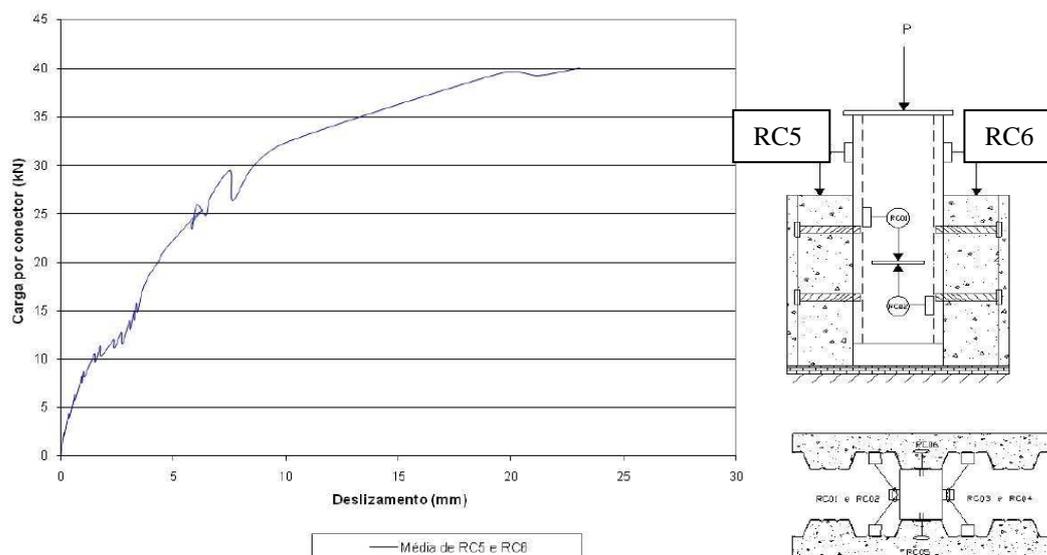


Figura 2-10 – Carga *versus* Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo *Push out* M12-4 (Bremer, 2007).

2.3.3 Quiñorez (2007)

Quiñorez (2007) realizou um estudo teórico-experimental sobre o comportamento e a resistência de ligações mistas de aço e concreto parafusadas com placa estendida, a serem utilizadas em prédios de 5 e 7 pavimentos estruturados com perfis de aço formados a frio e conectores de cisalhamento constituídos por parafusos sextavados e rebites tubulares com rosca interna.

O autor concluiu que o rebite e o parafuso permaneceram intactos após a plastificação da mesa inferior da viga, sem a deformação que caracteriza o modo de colapso dos conectores do tipo ou similar ao *stud bolt* – fendilhamento do concreto ou ruptura do conector.



Figura 2-11 – Conectores de cisalhamento depois do ensaio, após remoção da laje de concreto do modelo (Quiñorez, 2007).

2.3.4 Silva (2009)

Silva (2009) analisou numericamente, com o auxílio do programa computacional de elementos finitos ANSYS, o comportamento das vigas mistas ensaiadas por Bremer (2007). Para isso, o autor modelou quatro vigas iguais com diferentes valores de coeficiente de atrito na interface entre o aço e concreto ($\mu=0,01$; $\mu=0,5$; $\mu=0,7$ e $\mu=1$).

Silva (2009) verificou que o modelo numérico onde se levou em conta o atrito de 100% ($\mu=1$) foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais, conforme observado na Figura 2-12.

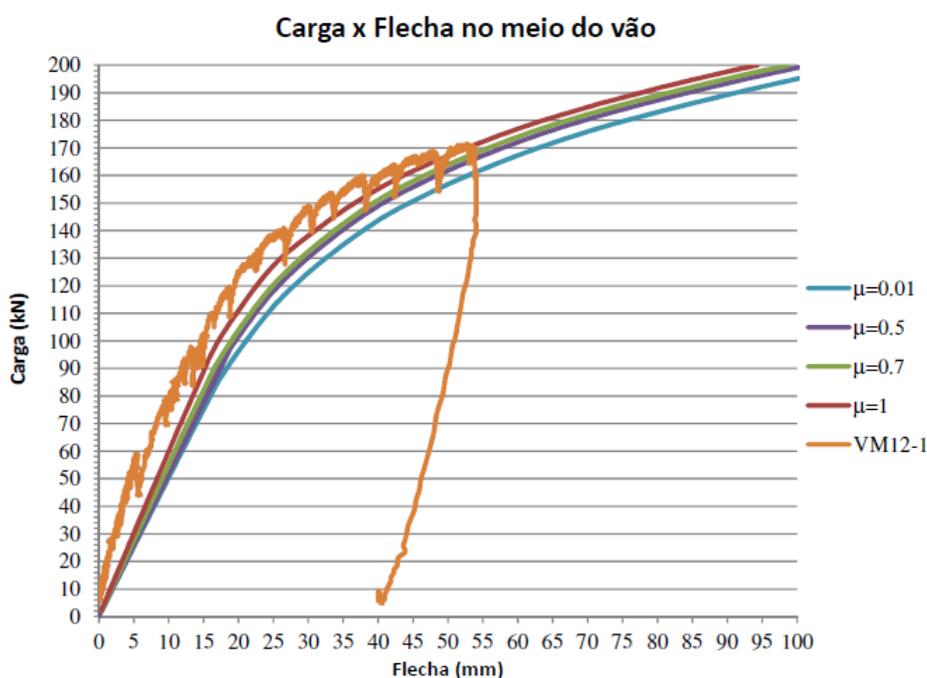


Figura 2-12 – Gráfico carga x flecha – Comparação dos resultados de Silva (2009).

Entretanto, segundo o autor, deve-se atentar que o comportamento de uma viga mista em um piso completo é diferente do obtido em ensaio. Isso acontece, de acordo com ele, porque parte da carga aplicada na laje é transferida para as vigas transversais à viga analisada e neste caso, a uma contribuição do atrito seria menor do que aquela obtida nos ensaios.

Silva (2009) concluiu que a rigidez da ligação entre o aço e concreto é igual a um décimo da rigidez considerada na interação completa com conectores do tipo pino com cabeça (*stud bolt*), conforme gráfico da Figura 2-13.

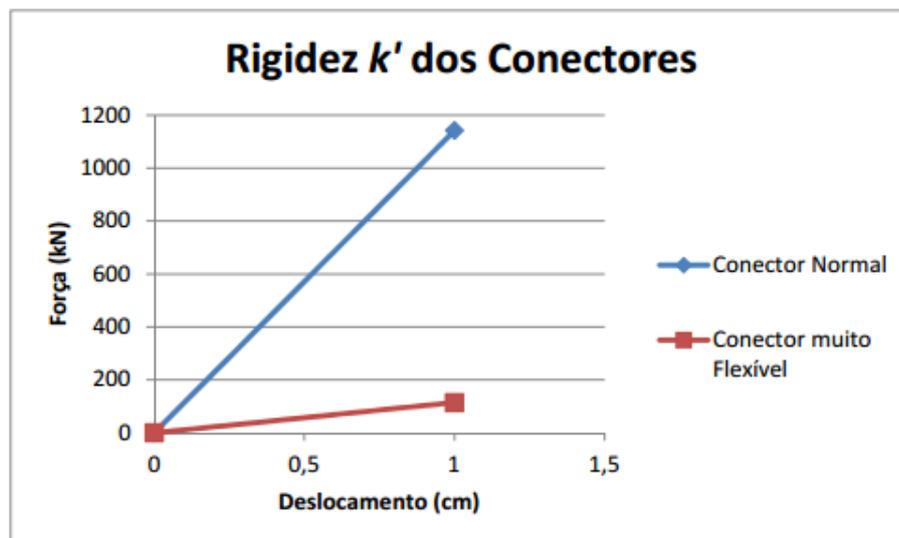


Figura 2-13 – Relação carga-deslizamento dos conectores de cisalhamento (Silva, 2009).

O autor concluiu também que vigas mistas com conectores flexíveis, como os formados por parafuso sextavado instalado em rebite com rosca interna, podem atingir interação completa, mesmo em grandes deslocamentos, graças à ductilidade que possuem.

Outra constatação importante feita por Silva (2009) é relativa à expressão para a interação parcial do momento de inércia efetivo dada pela ABNT NBR 8800:2008. Segundo ele, a norma brasileira considera somente a resistência dos conectores e desconsidera a flexibilidade do conector e, por isso, o cálculo de flechas de vigas mistas pela norma é subestimado.

2.3.5 Oliveira (2009)

Oliveira (2009) realizou um estudo teórico-experimental em sistemas de laje mista com fôrma de aço incorporada, com o objetivo de analisar a influência do atrito entre o concreto e o aço do perfil. Para isso, ensaiou quatro modelos em escala natural, sendo dois modelos com duas camadas de Teflon entre o perfil metálico e a laje de concreto, e outros dois modelos sem as camadas de Teflon entre os dois materiais.

A autora concluiu que os modelos com atrito, isto é, sem as camadas de Teflon, apresentaram cargas de colapso da ordem de 18% maiores que as forças de colapso dos modelos sem atrito (com as camadas de Teflon) entre o concreto e o aço.

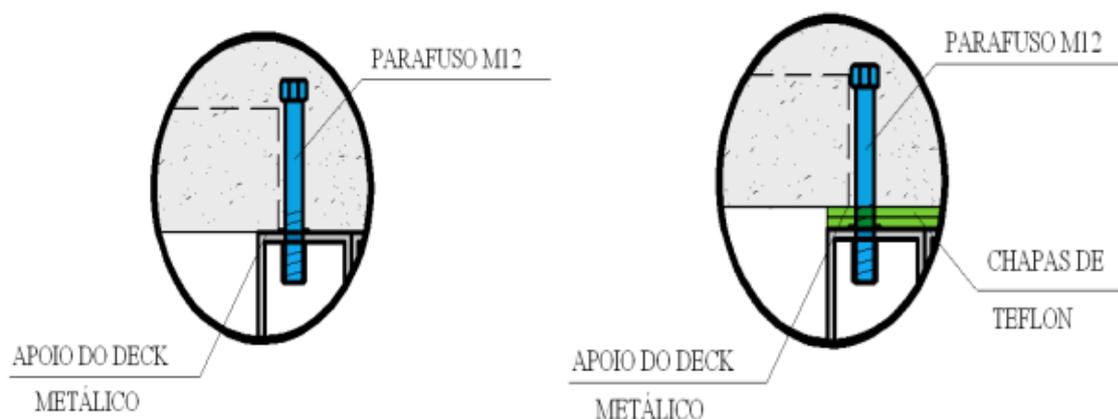


Figura 2-14 – Detalhes do apoio do deck metálico no perfil caixa (Oliveira, 2009).

2.4 Parafusos como conectores de cisalhamento

Apesar de não haver outras referências bibliográficas, além do estudo de Cardoso *et al.* (2014), sobre o estudo numérico do desempenho do conector composto por rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado em pilares mistos com perfis de aço formado à frio, há diversos trabalhos, recentes e relevantes, considerando somente os parafusos como conectores de cisalhamento utilizados em pilares mistos de aço e concreto. Esses trabalhos auxiliaram e embasaram o desenvolvimento teórico desta pesquisa e estão melhores detalhados nos subitens a seguir.

2.4.1 Starossek *et al.* (2008a)

Starossek *et al.* (2008a) testaram o modo de falha de pilares mistos preenchidos com concreto convencional quando submetidos ao carregamento axial de compressão centrada. Em todos os modelos foram colocados transdutores de deslocamento no topo e na base do pilar e extensômetros elétricos no concreto e no aço para medir as tensões. A carga foi aplicada de três formas diferentes nos modelos, conforme esquematizado na Figura 2-155: (a) somente na seção de concreto, modelos “SP”; (b) somente no perfil metálico, sem e com conectores, modelos “S” e “SC”, respectivamente; (c) na seção composta de aço e concreto, modelos “A”.

Em todos os casos relatados acima, a parte inferior do pilar misto era suportada por uma placa de aço e o tipo de conector utilizado nos modelos “SC” foi o composto por

parafusos do tipo M16 grau 5.6 com comprimento de 65 mm e com rosca ao longo do seu comprimento.

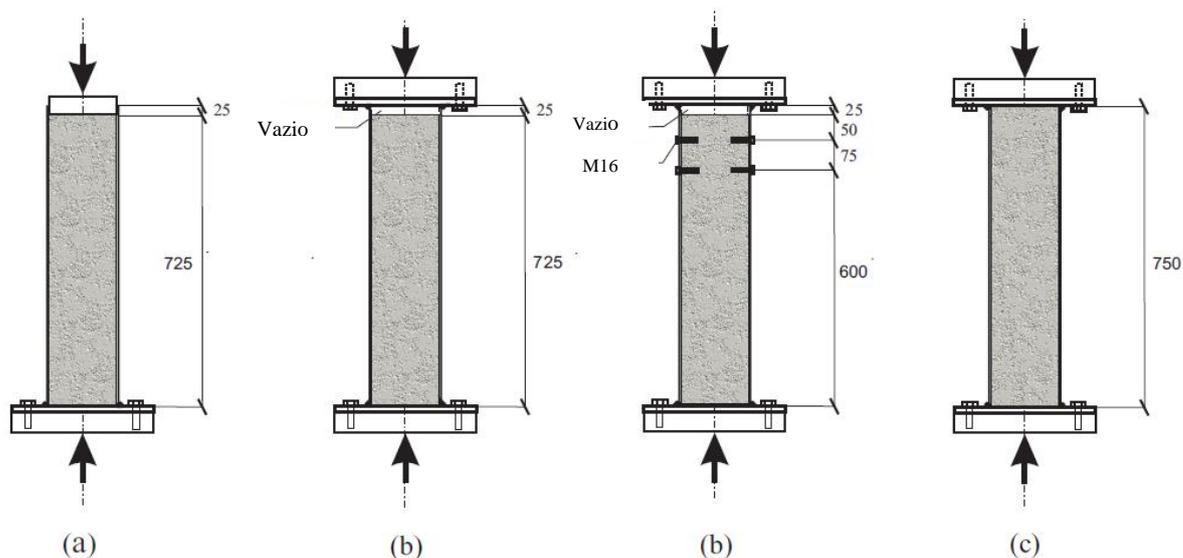


Figura 2-15 – Tipos de carregamento realizados por Starossek *et al.* (2008a), (a) no concreto; (b) no aço, sem e com conectores; (c) no aço e no concreto.

A partir do estudo dos modelos experimentais, Starossek *et al.* (2008a) realizaram quatro diferentes análises numéricas, considerando os modelos do tipo “S” e “SC” e do tipo “A”, com e sem conectores de cisalhamento.

Para elaborar estes modelos numéricos, Starossek *et al.* (2008a) adotaram as seguintes premissas: somente um quarto dos PMPC’s foi modelado devido à dupla simetria dos modelos; em todos os materiais foi utilizado o elemento finito do tipo C3D8, com três graus de liberdade e oito nós; o modelo constitutivo considerado para o concreto foi o *Concrete Damaged Plasticity*; para o modelo constitutivo do aço foi adotado o critério de *von Mises*, considerando o modelo elasto-plástico; as interações utilizadas foram do tipo *surface-to-surface*; entre a rosca e o parafuso foi adotado um alto coeficiente de atrito e entre o parafuso e o tubo de aço um perfeito engastamento “*tie*”; todos os graus de liberdade para os deslocamentos dos nós do topo e da base do pilar, bem como os deslocamentos dos nós na direção perpendicular aos planos de simetria foram restritos e por fim, a carga foi aplicada por meio de um carregamento estático uniformemente distribuído. O modelo numérico de Starossek *et al.* (2008a) está representado na Figura 2-166.

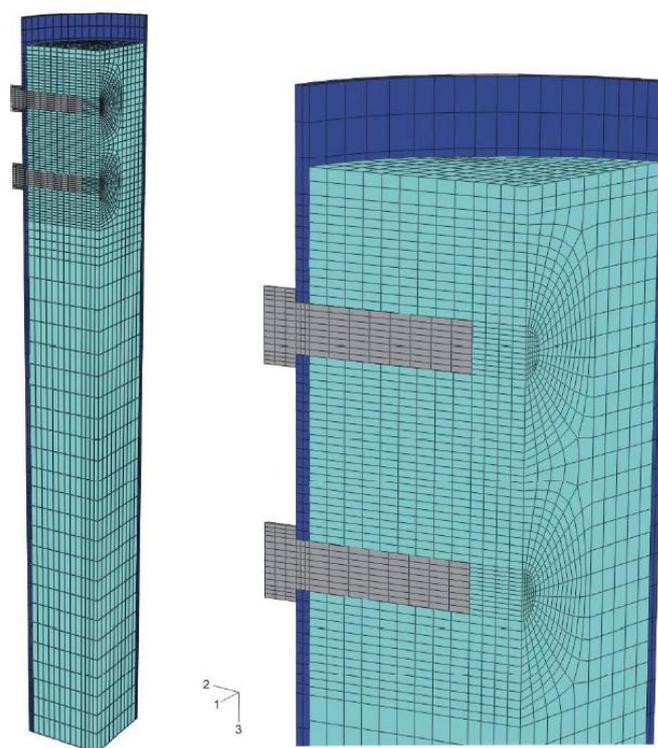


Figura 2-16 – Modelo numérico tridimensional de Starossek *et al.* (2008a).

A partir dos modelos numéricos calibrados, os autores iniciaram um estudo paramétrico, com o desenvolvimento de novos modelos, onde variaram a relação entre o diâmetro e a espessura (D/t) dos tubos circulares, a resistência à compressão uniaxial do concreto (f_c), a seção transversal do perfil e a posição dos conectores em relação a base do modelo.

Após estas simulações Starossek *et al.* (2008a) chegaram as seguintes conclusões: há uma relação entre a quantidade de carga transferida e o diâmetro do parafuso, isto é, quanto maior o diâmetro, maior será a quantidade de carga transferida por cisalhamento e, contudo, o tubo de aço tende a escoar antes da falha por cisalhamento do parafuso, enquanto que para menores diâmetros a falha por cisalhamento tende a ocorrer primeiro; a espessura do tubo de aço também influencia no modo de falha da estrutura, para uma seção do tubo mais espessa irá predominar o colapso por cisalhamento do parafuso; o aumento da resistência à compressão do concreto não aumenta a capacidade de transferência dos conectores de cisalhamento quando são utilizadas as mesmas seções transversais de tubo de aço e, por fim, não há um aumento significativo da transferência de carga quando muda-se a disposição dos parafusos na ligação com o tubo de aço.

Starossek *et al.* (2008a) ainda descrevem que quando alcançado o escoamento do tubo de aço, os parafusos começam a girar e as tensões de cisalhamento por contato direto entre o aço e o concreto começam a diminuir. Com o deslocamento dos parafusos, uma alta tensão de cisalhamento é criada devido ao atrito entre o conector e concreto, aumentando a quantidade de carga transferida. Starossek *et al.* (2008) afirmam também que a transferência de cargas por conector de cisalhamento aumenta com o aumento na tensão de compressão no núcleo de concreto. Na Figura 2-177, pode-se observar a falha de um pilar devido ao escoamento do tubo de aço e ao esmagamento do concreto na região em contato com os parafusos.

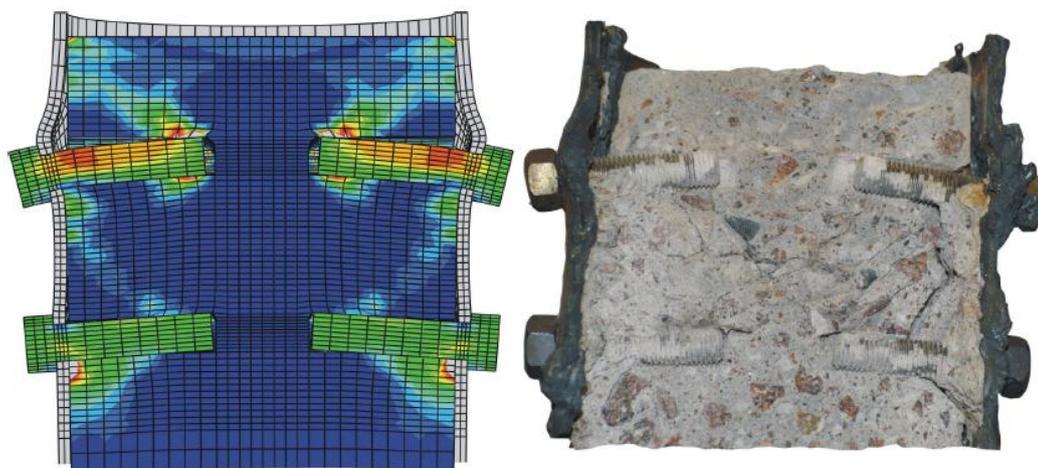


Figura 2-17 – Falha de um PMPC por escoamento do tubo de aço e esmagamento do concreto, modelos numérico e experimental (Starossek *et al.*, 2008a).

2.4.2 Almeida (2012)

Almeida (2012) realizou um estudo numérico, via Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa comercial de elementos finitos ABAQUS, considerando parafusos de alta resistência (dispositivo do tipo 1), conforme apresentado pela PN 02 125.03-004 (projeto base da atual norma brasileira ABNT NBR 16239:2013), como elementos de transferência de carga em pilares mistos tubulares de aço e concreto. O objetivo do estudo foi verificar a interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto sob uma carga aplicada diretamente no tubo de aço.

Para validar os modelos numéricos desenvolvidos em seu trabalho, Almeida (2012) tomou como referência os estudos de Starossek *et al.* (2008a,b) e considerou as mesmas premissas em termos de modelagem consideradas pelos autores.

Para simular o efeito da rosca foi considerado um alto valor para o coeficiente de atrito, igual a 1,0, entre o parafuso e o núcleo de concreto e o diâmetro do parafuso foi reduzido para o valor de:

$$d_e = d_n \sqrt{0,6667} \quad (2-1)$$

Onde d_n é o diâmetro nominal do parafuso.

Almeida (2012) realizou a análise numérica dos modelos “SC” e “SP” de Starossek *et al.* (2008a,b). Em uma faixa ao redor dos parafusos, delimitada por planos transversais ao modelo, localizados 40 mm acima e abaixo da região dos parafusos, foi utilizada uma malha com elementos de dimensão máxima igual a 5 mm (em todas as direções) tanto para o tubo de aço quanto para o núcleo de concreto. Nas demais regiões foram utilizados elementos de dimensão máxima igual a 5 mm quando medidos em um plano perpendicular ao eixo longitudinal do modelo e 20 mm na direção longitudinal. Para o parafuso foi utilizada uma malha com dimensão máxima de 3 mm, conforme ilustrado na Figura 2-188. Esse refinamento foi obtido após um estudo inicial da malha, mostrando-se que o utilizado era adequado.

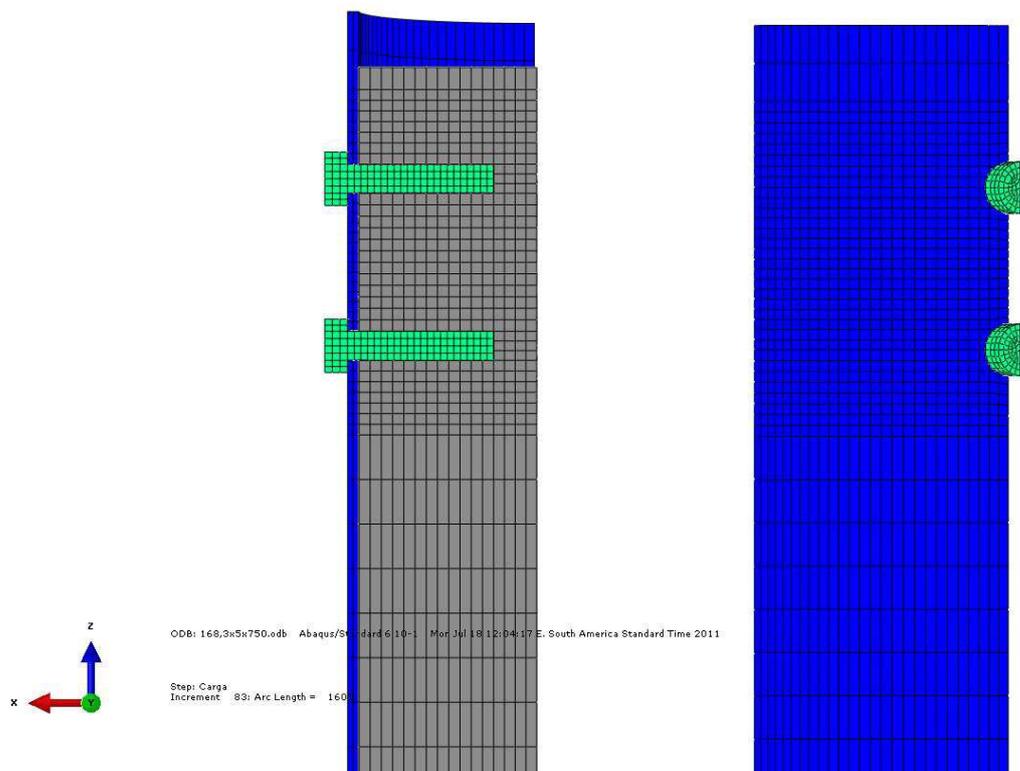


Figura 2-18 – Refinamento da malha na região dos parafusos (Almeida, 2012).

Os resultados comparativos entre os modelos obtidos por Starossek *et al.* (2008a,b) e por Almeida (2012) estão representados na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Resultados de carga última (adaptado de Almeida, 2012).

| Modelo | Tubo (mm) | Comprimento (mm) | Parafusos (Qtd) | Carga última (kN) | | A/B |
|-------------|-----------|------------------|-----------------|--------------------|-----------------------------|------|
| | | | | Almeida (2012) (A) | Starossek <i>et al.</i> (B) | |
| C1-UD-4B-Sc | 168.3x5 | 750 | 4 | 1273 | *1310 | 0,97 |
| C1-UD-2B-Sc | 168.3x5 | 750 | 2 | 1272 | *1339 | 0,95 |
| C1-SP2 | 168.3x5 | 750 | - | 2031 | *2003 | 1,02 |

* Resultados obtidos graficamente para o deslocamento relativo entre 6 e 12 mm.

Na Tabela 2-3 tem-se as resistências do aço e do concreto discretizados e o resultado via MEF para uma melhor compreensão da distribuição de forças.

Tabela 2-3 – Força atuante e capacidade resistente do tubo de aço e do núcleo e concreto (Almeida, 2012).

| Modelo | Aço (kN) | | | Concreto (kN) | |
|-------------|---------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---------------------|--|
| | Força atuante (MEF) | Resistência ao escoamento (Af_y) | Resistência última (Af_u) | Força atuante (MEF) | Resistência à compressão (Af_{ck}) |
| C1-UD-4B-Sc | 1273 | 1249 | 1524 | 118 | 689 |
| C1-UD-2B-Sc | 1272 | 1249 | 1524 | 32 | 689 |
| C1-SP2 | 950 | 1249 | 1524 | 2031 | 866 |

Almeida (2012) observou que a força atuante no perfil de aço, para os modelos C1-D-4B-SC, com 4 conectores e, C1-UD-2B-SC, com dois conectores, são aproximadamente iguais à capacidade de resistência ao escoamento do perfil.

Para o modelo C1-SP2, a força atuante no perfil foi cerca de 76% de sua resistência ao escoamento. Segundo Almeida (2012) esta porcentagem corresponde à parcela de carga que foi transferida na interface entre o núcleo de concreto e o tubo de aço.

A ABNT NBR 8800:2008 considera uma tensão de cisalhamento resistente de cálculo igual a 0,55 MPa na interface entre o aço e o concreto para pilares mistos com seção tubular circular preenchida com concreto. Considerando a seção transversal do modelo C1-SP2, Almeida (2012) calculou que esta tensão resultaria em uma força resistente de cálculo igual a 198 kN. Entretanto, a força atingida pelo modelo numérico C1-SP2 de Almeida (2012), foi de 950 kN, o que corresponde a uma tensão de cisalhamento igual a 2,64 MPa (4,8 vezes superior à prevista na norma brasileira). Por outro lado, quando

comparados os valores de tensão obtidos numericamente por Almeida (2012) e experimentalmente por Starossek *et al.* (2008b) esta relação é de 0,82.

Na Tabela 2-4 tem-se o comparativo entre as forças atuantes nos conectores de cisalhamento, bem como as capacidades resistentes obtidas com as expressões da PN 02 125.03-004 (atual ABNT NBR 16239:2013).

Tabela 2-4 – Força atuante e capacidade resistente dos conectores (Almeida, 2012).

| Modelo Almeida (2012) | Força atuante nos conectores (kN) | Força atuante nos conectores (kN) | Resistência do concreto (kN) | | Resistência do parafuso (kN) | |
|--------------------------|--|--|---------------------------------|-------------------------|---|-------------------------------------|
| | | | $l_b d_b \sigma_{c,Rn}$ | $5 d_b^2 \sigma_{c,Rn}$ | $0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$ | $2,4 d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$ |
| 168,3x5 (mm) | Almeida (2012) | Starossek <i>et al.</i> (2008b) | | | | |
| C1-UD-4B-Sc | 118 | 213 | 146 | 179 | 161 | 456 |
| C1-UD-2B-Sc | 32 | 110 | 73 | 90 | 80 | 228 |

onde:

l_b e d_b são o comprimento líquido (descontando-se a espessura da parede do tubo) e o diâmetro dos parafusos, respectivamente,

t é a espessura da parede do tubo,

f_u e f_{ub} são, respectivamente, a resistência à ruptura do aço do tubo e do parafuso;

$\sigma_{c,Rn}$ é dado por: $\sigma_{c,Rn} = 2f_{ck}$.

A partir destes resultados, o modelo numérico de Almeida (2012) foi considerado validado e o autor realizou novas simulações numéricas em PMPC com 1000 mm. Nestes modelos, os parafusos foram posicionados próximos da metade desse comprimento e a carga foi aplicada somente no topo do perfil do aço, de forma centrada e com apenas o núcleo de concreto apoiado. Na interface do tubo de aço com o núcleo de concreto foi considerado um coeficiente de atrito estático nulo e, entre parafusos e tubo de aço considerou-se um coeficiente de atrito igual a 1,0.

A partir dos resultados numéricos, Almeida (2012) realizou um estudo analítico variando o valor de $\sigma_{c,Rn}$, tomando-o igual a 1,0, 1,43, 1,7, e 2,0 vezes o f_{ck} . O autor concluiu que os valores analíticos obtidos pelo projeto de norma PN 02 125.03-004, igual a 2,0 f_{ck} ,

mostravam-se sempre conservadores em relação aos seus resultados obtidos nas simulações numéricas.

Almeida (2012) obteve outras conclusões importantes, sendo elas: para modelos com as mesmas características, apenas aumentando a quantidade de parafuso, de 4 parafusos (4B) para 8 parafusos (8B), há um aumento de mesma ordem na capacidade resistente dos modelos; o aumento do diâmetro provoca um aumento proporcionalmente superior na capacidade resistente; a variação da resistência à compressão tem uma pequena influência na capacidade resistente do conector; a variação da espessura do tubo tem uma influência ainda menor (em comparação com as anteriores) na capacidade resistente do conector; a variação no diâmetro do tubo tem uma influência mínima, ou mesmo nenhuma influência, na capacidade resistente do conector.

Por fim, Almeida (2012) realizou um estudo analítico e um estudo baseado no método estatístico de “quadrados mínimos” elaborado no Microsoft Office Excel e deduziu a seguinte expressão simplificada para o cálculo da resistência do conector ao cisalhamento:

$$V_{Rn} = 1,776986 n d_b + 0,066404 n \sigma_{c,Rn} (2d_b - 19) \quad (2-2)$$

onde n é a quantidade de parafusos, d_b é o diâmetro do parafuso em mm e $\sigma_{c,Rn}$ é a resistência do concreto em MPa.

O autor observou que os valores de rigidez dos parafusos atuando como conectores são inferiores aos valores de rigidez de conectores usuais, como os pinos com cabeça. Por isso, Almeida (2012) definiu um fator de multiplicação do número de conectores, com o objetivo de manter o nível de rigidez dos parafusos compatíveis com o nível de rigidez dos pino com cabeça. Este fator foi definido como sendo (α), onde:

$$\alpha = -0,0787d_b + 3,165 \quad (2-3)$$

As diferenças entre as rigidezes citadas foram explicadas como sendo derivadas do comportamento e da fixação dos conectores. Almeida (2012) observou também que quando se analisa isoladamente a resistência à compressão do concreto, a espessura do

tubo e o diâmetro do parafuso, as rigidezes aumentam, enquanto que o aumento no número de conectores provoca uma pequena diminuição na rigidez (em torno de 10%) e o diâmetro dos tubos tem uma influência desprezível em relação à rigidez dos parafusos.

2.4.3 Pavlovic *et al.* (2013)

Pavlovic *et al.* (2013) analisaram os modos de falhas dos parafusos de alta resistência e dos pino com cabeça (*stud bolts*), quando utilizados como conectores de cisalhamento, por meio de ensaios de cisalhamento ou *push tests* padronizados. Para o estudo foram utilizados parafusos M16x140mm, classe 8.8 (ISO 4014) e pino com cabeça (*stud bolts*) com as mesmas dimensões utilizadas nos ensaios de *push test* padronizados, conforme apresentado na Figura 2-199.



Figura 2-19 – Preparação e montagem dos ensaios (Pavlovic *et al.*, 2013).

A partir dos ensaios, Pavlovic *et al.* (2013) realizaram um trabalho numérico utilizando o software de Elementos Finitos ABAQUS, onde foi primeiramente criado um modelo completo simulando o ensaio exposto acima e, em seguida, foi gerado um modelo simplificado de cálculo baseado no modelo completo.

O modelo simplificado foi definido a partir dos mesmos princípios do modelo completo; entretanto, como os autores verificaram que não ocorreu um modo de falha global da laje, modelaram somente o concreto próximo aos conectores, minimizando assim o esforço computacional de análise, conforme Figura 2-2020-b. Entretanto, para que o

modelo simplificado pudesse continuar representando o modelo experimental, algumas condições de contorno tiveram que ser adicionadas à este. Sendo assim, Pavlovic *et al.* (2013) definiram um ponto de referência denominado *Support*, ligado à superfície do concreto nos pontos mostrados na Figura 2-20-b, onde todos os movimentos desta região foram restritos (U_1 na direção X, U_2 na direção Y e todas as rotações) e somente a translação lateral na direção 3 ou Z (U_3) ficou liberada.

Para simbolizar esta translação, uma rigidez elástica, k_{u3} foi adicionada, através do ponto *Support* para simular o restante da laje de concreto armado que foi desprezado na confecção do modelo simplificado. O valor de k_{u3} que melhor calibrou com a curva força *versus* deslizamento do modelo numérico completo e com os resultados experimentais foi de $k_{u3} = 20 \text{ kN/mm}$.

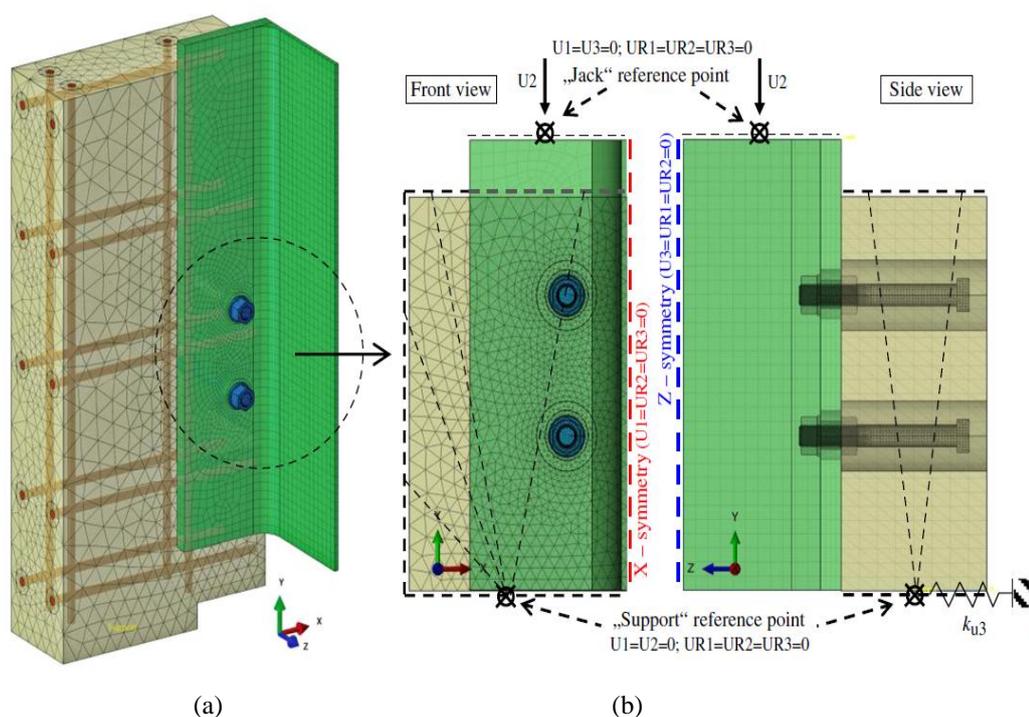


Figura 2-20 – (a) Modelo de *push test* completo (b) Detalhe do modelo simplificado (Pavlovic *et al.*, 2013).

Barras de reforço foram modeladas para separar as partes sólidas dentro do concreto, já que os elementos finitos tetraédricos não se aplicam para a modelagem da armadura da laje de concreto, conforme Figura 2-20-a.

As interações de contato consideradas para o comportamento normal à superfície do conector foram do tipo *hard* e para o comportamento tangencial do tipo *penalty*, com o coeficiente de atrito igual a 0,14 entre a superfície da porca e da rosca. O mesmo coeficiente de atrito foi considerado entre o concreto e o aço, uma vez que o aço foi lubrificado durante a preparação dos modelos experimentais.

Os parafusos e as porcas foram modelados com suas dimensões precisas, de modo a considerar todas as complicadas interações de contato e os mecanismos de fratura nestes pontos. Para as porcas e os parafusos os autores consideraram o elemento finito tetraedro (C3D4), e o utilizaram na maioria das partes destes materiais.

Devido ao tamanho e a importância da parte analisada, os autores definiram o tamanho dos elementos. Por exemplo, na rosca e nas porcas o tamanho do elemento foi considerado igual a 1.2 mm e no fuste e na cabeça foi definido como 2.4 mm, conforme visto na Figura 2-211.

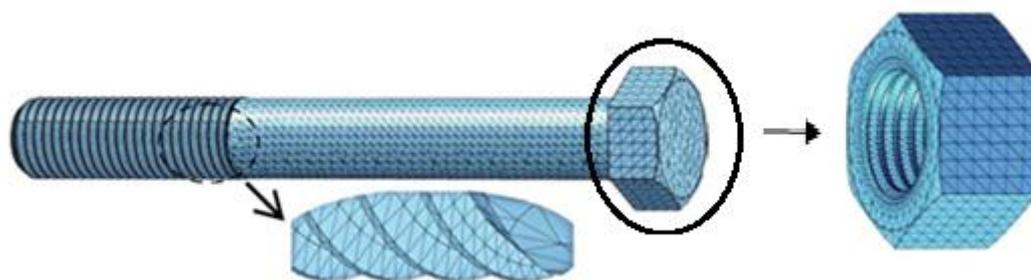


Figura 2-21 – Parafuso e porca (Pavlovic *et al.*, 2013).

Nas regiões onde era esperado ocorrer falhas, o tamanho da malha foi mantida constante, pois, segundo os pesquisadores, mudanças no tamanho da malha podem corromper os modelos de ductilidade e de cisalhamento adotados para o material do parafuso.

Cinco tipos de materiais foram criados como partes do modelo numérico sendo eles: a seção de aço, o concreto, o parafuso, o pino com cabeça e a armadura. Uma maior atenção foi dada aos modelos constitutivos do parafuso, do pino com cabeça e do concreto, uma vez que os pesquisadores observaram maior sensibilidade da ligação à estas propriedades.

Pavlovic *et al.* (2013) consideraram a não linearidade do material e a não linearidade geométrica. O método de análise adotado foi o *dynamic explicit* do tipo *quasi-static*, uma vez que não se obteve convergência utilizando o método *implicit static*. Este método de análise foi definido pelo autor como a forma mais eficiente para este tipo de modelo, no qual há uma grande dispersão entre o tamanho dos elementos finitos dos materiais e parâmetros de dano.

Os resultados de força *versus* deslocamento dos modelos numéricos e experimentais para os parafusos e para os *stud bolts* encontrados por Pavlovic *et al.* (2013) estão apresentados no gráfico da Figura 2-22.

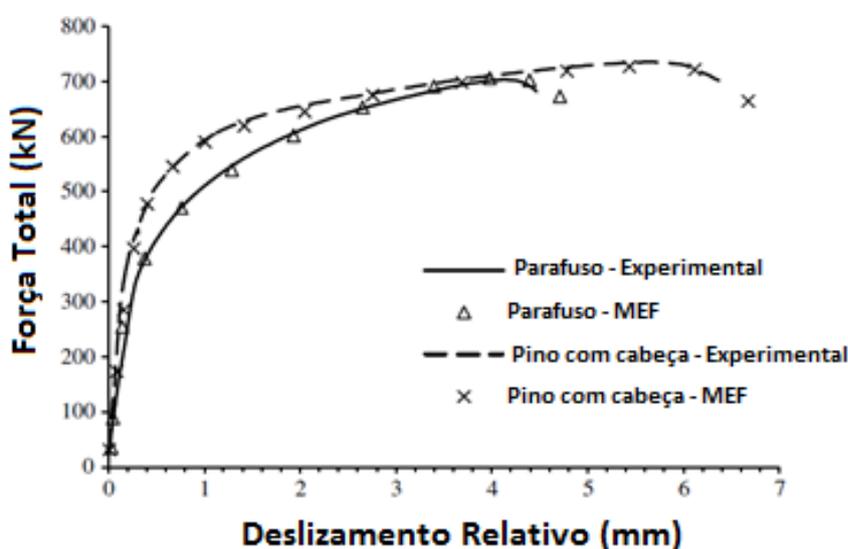


Figura 2-22 – Gráfico comparativo de força *versus* deslocamento dos modelos experimentais e numéricos parafusos e stud bolts (adaptado de Pavlovic *et al.*, 2013).

Através dos resultados obtidos, os autores concluíram que com a aplicação de um carregamento de compressão centrada no perfil de aço, forças de reação irão aparecer na região de contato entre o conector e o concreto. Com o avanço do carregamento, o parafuso desloca-se de forma desigual ao longo de seu comprimento, apresentando um comportamento mais rígido nas regiões próximas à porca e no contato com o perfil e um comportamento mais flexível ao longo do fuste. Nas regiões próximas à porca é possível notar um confinamento local do concreto e altas tensões de contato, zonas 1, 2 e 3 da Figura 2-233.

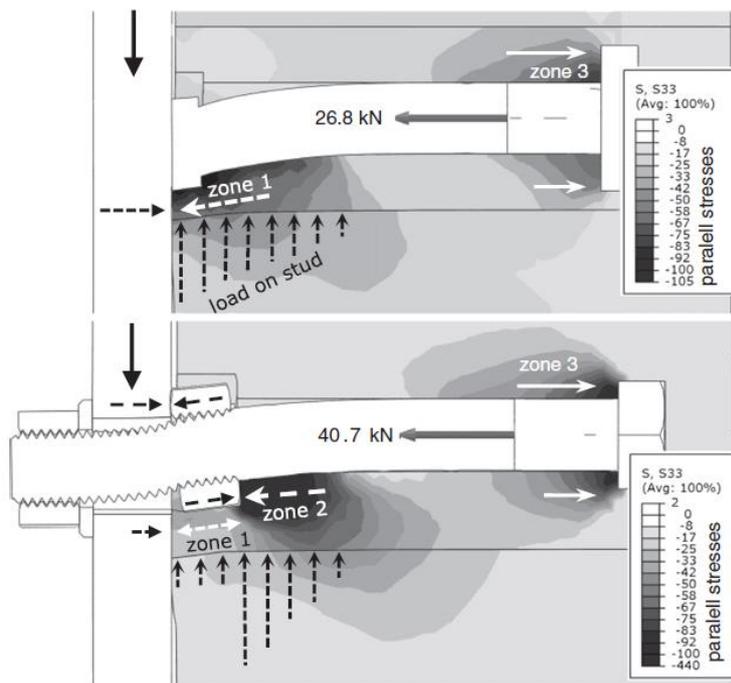


Figura 2-23 – Carregamento ao longo do eixo dos conectores (tensões em MPa), utilizando : (a) stud-bolts e (b) parafusos em ensaios de cisalhamento direto padrão, realizados por PAVLOVIC *et al.* (2013).

2.4.4 Cardoso (2014)

Cardoso (2014) realizou um estudo teórico-experimental da transferência de carga em pilares mistos tubulares circulares de aço preenchidos com concreto utilizando parafusos como conectores de cisalhamento.

Para avaliar o desempenho destes parafusos quando utilizados como conectores de cisalhamento, foram realizados ensaios de cisalhamento direto ou *push tests* em 3 séries, denominadas G, H e N, com 2 modelos cada. Na série G os parafusos foram fixados com solda efetiva e a base do tubo de aço ficou livre para deslocar-se em relação ao núcleo de concreto; na série H os parafusos foram fixados com solda pontuada e base livre para deslocar-se em relação ao núcleo de concreto e na série N os parafusos foram fixados com solda pontuada e com as bases do tubo de aço e do núcleo de concreto apoiadas.

Nas três séries supracitadas foram utilizados: 4 parafusos com diâmetro nominal de 19 mm, comprimento do fuste de 95 mm e aço de alta resistência (ASTM A325); tubos metálicos com dimensões de 219,1 x 6,4 mm e altura de 1000 mm, fabricados com aço VMB 350; concreto convencional com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa e com os seguintes valores de resistência média à compressão (f_{cm}) de 36,33 MPa, resistência média à tração (f_{ctm}) de 3,47 MPa e módulo de elasticidade secante do

concreto (E_{cm}) de 29,36 GPa, obtidos em ensaios de resistência. Na Figura 2-24 tem-se a preparação destas séries.

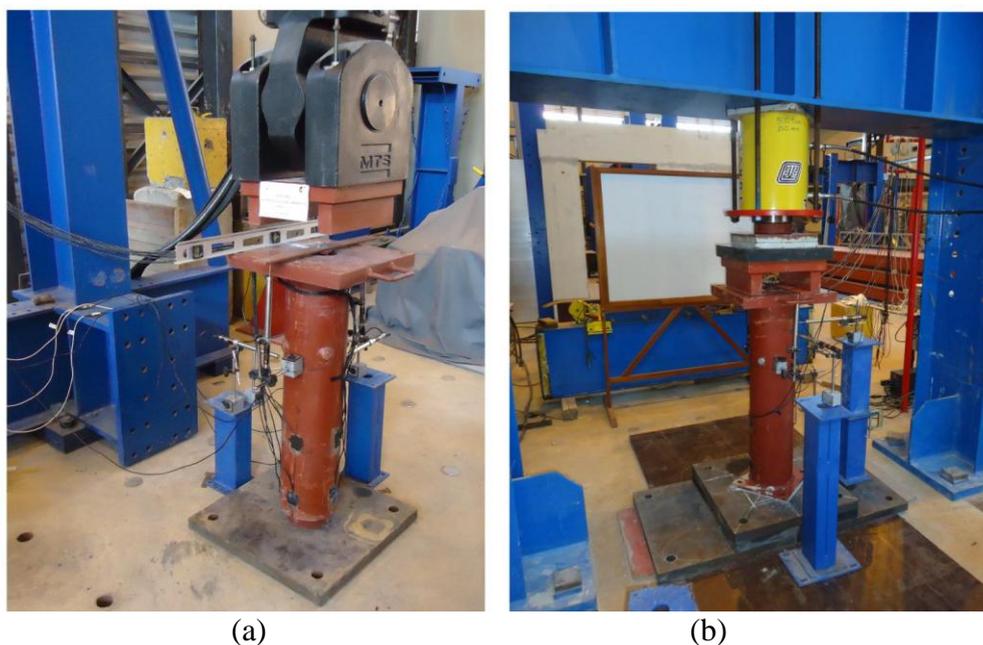


Figura 2-24 – Ilustração dos ensaios de cisalhamento (Cardoso, 2014): (a) *push-out-BL*, (b) *push-out-BA*.

Duas condições de contorno foram adotadas nas séries: o núcleo de concreto e o perfil de aço apoiados na base (BA) e somente o núcleo de concreto apoiado na base (BL) e dois tipos de ligação entre a cabeça do parafuso e o tubo de aço: solda contínua ou efetiva (SE) e solda ponteadada (SP). A Tabela 2-5 resume as informações sobre estas três séries.

Tabela 2-5 – Modelos adotados nos ensaios de cisalhamento direto em PMPC (Cardoso, 2014).

| Série | Nomeclatura | Tipo de Ensaio | Conector/Solda na Ligação |
|-------|------------------------------|--------------------|-----------------------------------|
| G | TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE | <i>Push-out-BL</i> | 04 paraf. 19 mm, solda efetiva |
| H | TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP | <i>Push-out-BL</i> | 04 paraf. 19 mm, solda ponteadada |
| N | TC350-219,1x6,4-BA-04PR19-SP | <i>Push-out-BA</i> | 04 paraf. 19 mm, solda ponteadada |

Cardoso (2014) realizou um estudo numérico inicial, através de simulações numéricas de três modelos, considerando as dimensões médias dos modelos experimentais das séries G, H e N, utilizando o software comercial, em elementos finitos, ABAQUS.

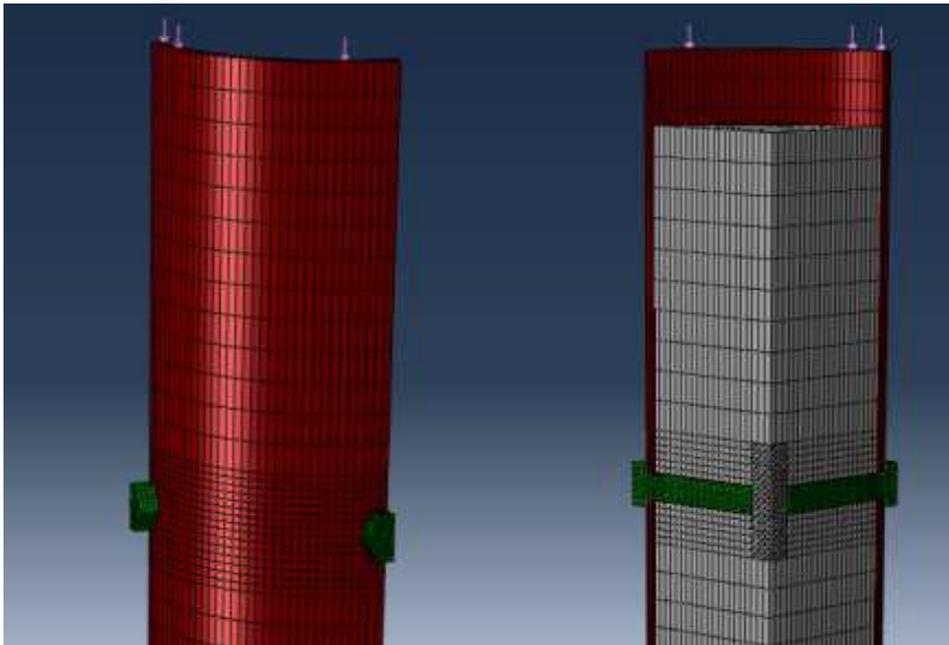


Figura 2-25 – Modelagem dos PMPCs realizada com o software comercial ABAQUS, versão 6.10 (Cardoso, 2014).

Os resultados numéricos comparados com os resultados experimentais dos modelos G, H e N estão apresentados nas Figuras 2-26 e 2-27.

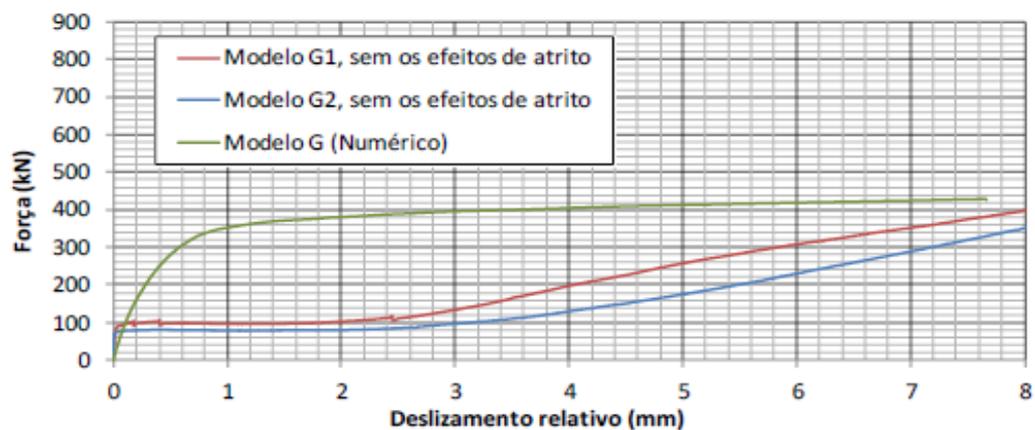


Figura 2-26 – Força *versus* deslizamento relativo do modelo numérico G e os modelos experimentais da série G (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SE), limitado a um deslizamento relativo de 8 mm. (Cardoso, 2014).

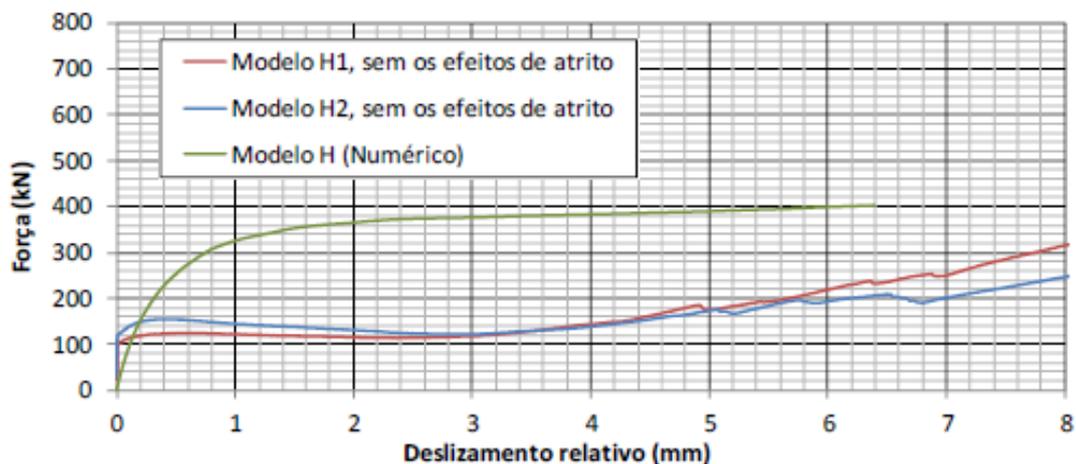


Figura 2-27 – Força *versus* deslizamento relativo do modelo numérico H e os modelos experimentais da série H (TC350-219,1x6,4-BL-04PR19-SP), limitado a um deslizamento relativo de 8 mm. (Cardoso, 2014).

Pela análise dos gráficos da Figura 2-26 e 2-27 para os modelos G e H, Cardoso (2014) verificou que a resistência encontrada nos modelos numéricos foi superior àquelas encontradas no modelos experimentais. O autor atribuiu esta diferença a dois possíveis motivos, a dificuldade em simular a fissuração do concreto e a não simulação dos ciclos de carga e descarga, as quais possivelmente provocaram dano ao concreto.

Cardoso (2014) concluiu a partir da aferição numérica com os resultados experimentais que os modelos da série H apresentaram um comportamento flexível, enquanto os modelos da série G apresentaram um comportamento rígido, fato este que o autor atribuiu ao uso da solda efetiva.

Os resultados das resistências dos conectores encontrados foram comparados aos resultados obtidos com a formulação da ABNT NBR 16239:2013 e da ABNT NBR 8800:2008. A Tabela 2-6 apresenta os resultados teóricos das séries G, H e N.

Tabela 2-6 – Resultado do estudo analítico de acordo com a norma ABNT NBR 16239:2013 (Cardoso, 2014).

| Parâmetros de análise | Carga por parafuso (kN) | | | | Força última teórica, P_{teo} (kN) | Modo de Colapso (modelo analítico) |
|-----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | $l_b d_b \sigma_{c,Rd}$ ^a | $5 d_b^2 \sigma_{c,Rd}$ ^a | $0,4 \pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{\gamma_{a2}}$ | $2,4 d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$ | | |
| Série G | 119,34 | 130,60 | 93,17 | 157,13 | $4 \times 93,17 = 372,68$ | Ruptura do parafuso por cisalhamento |
| Série H | 118,50 | 129,50 | 92,39 | 159,99 | $4 \times 92,39 = 369,55$ | Ruptura do parafuso por cisalhamento |
| Série N | 117,88 | 130,05 | 92,78 | 157,90 | $4 \times 92,39 = 374,26$ | Ruptura do parafuso por cisalhamento |

Notas:
^a $\sigma_{c,Rd} = 72,66 \text{MPa}$, tomando $\gamma_c = 1$, $\gamma_{a2} = 1$ e $\gamma_n = 1$;

As Figuras 2-28 e 2-29 apresentam os gráficos comparativos entre os resultados analíticos e experimentais quanto a força (kN) *versus* o deslizamento relativo (mm) entre o tubo de aço e o concreto dos modelos G e H, respectivamente. A Tabela 2-7 apresenta os valores de força máxima e a relação entre os valores teóricos e experimentais encontrados nos modelos G e H.

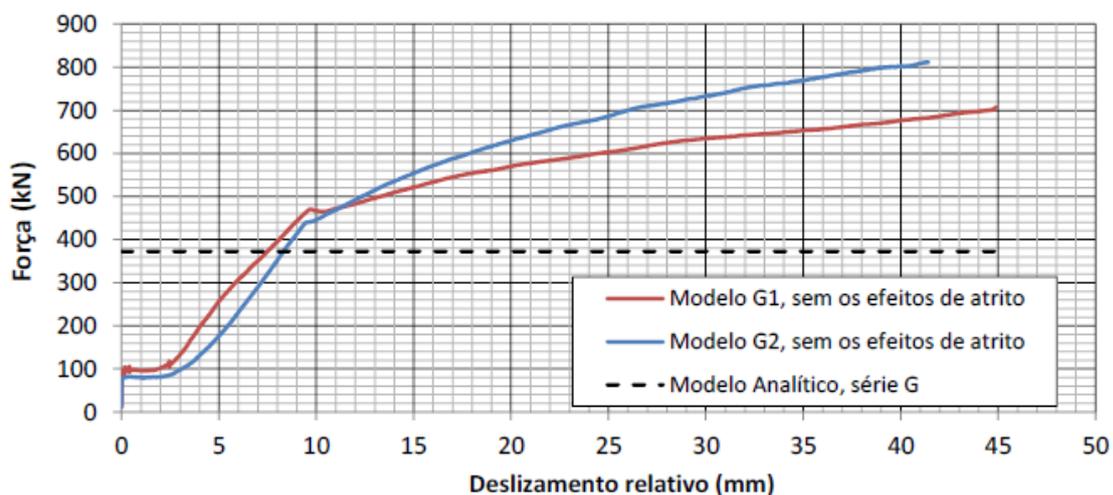


Figura 2-28 – Força *versus* deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série G (Cardoso, 2014).

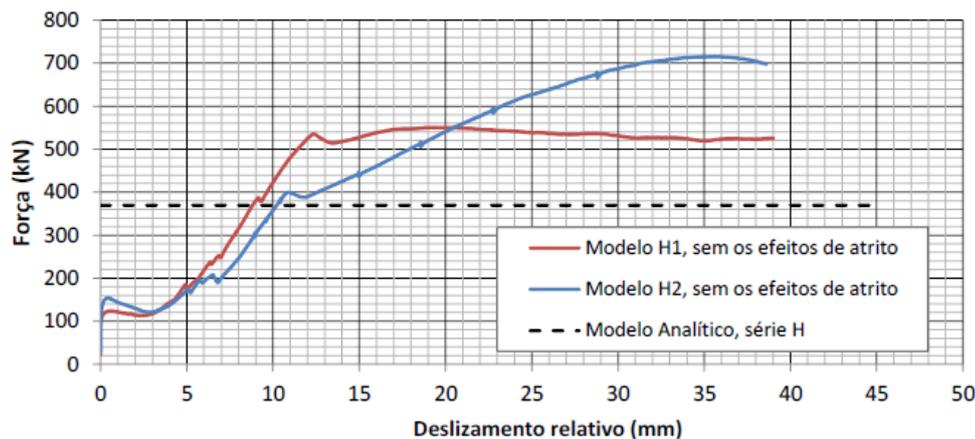


Figura 2-29 – Força *versus* deslizamento relativo nos modelos experimentais e analítico da série H (Cardoso, 2014).

Tabela 2-7 – Comparação entre os resultados analíticos e experimentais (Cardoso, 2014).

| Parâmetros de análise | Força última Exp. P/ Deslizamentos $\approx 3,0$ mm | | Força última Exp. P/ segundo pico de carregamento | |
|-----------------------|--|--------------------|--|--------------------|
| | P_{exp1} (kN) | P_{exp1}/P_{teo} | P_{exp2} (kN) | P_{exp2}/P_{teo} |
| G | 115,5 | 0,31 | 467,5 | 1,25 |
| H | 119,0 | 0,32 | 435,5 | 1,18 |

Cardoso (2014) define duas alternativas para se obter a força última dos modelos: a primeira considerando que essa força ocorre para um deslizamento próximo ou igual a 3 mm (P_{exp1}) e a segunda considerando que ela ocorre no momento em que há um segundo pico de carregamento nas curvas dos modelos (P_{exp2}). Segundo o autor, as resistências dos conectores de cisalhamento obtidas pela formulação analítica são superestimadas, se comparadas com os valores de P_{exp1} , porém são conservadoras, quando comparadas aos valores de P_{exp2} . Outra observação importante do autor é que o modelo analítico não foi compatível com o experimental. O primeiro previu a ruptura por cisalhamento dos conectores, enquanto que nos modelos experimentais o colapso se deu pela ruptura do núcleo de concreto.

A partir das observações descritas acima, Cardoso (2014) concluiu que o modelo analítico leva em conta somente o esmagamento do concreto provocado pelos parafusos (em condições diferentes das que foram observadas experimentalmente), a ruptura dos parafusos por cisalhamento e o esmagamento da parede do furo no tubo de aço. Com isso, segundo o autor, os efeitos de tração no núcleo de concreto que levam à sua separação em duas partes principais são desprezados no cálculo. Sendo assim, Cardoso (2014) sugere

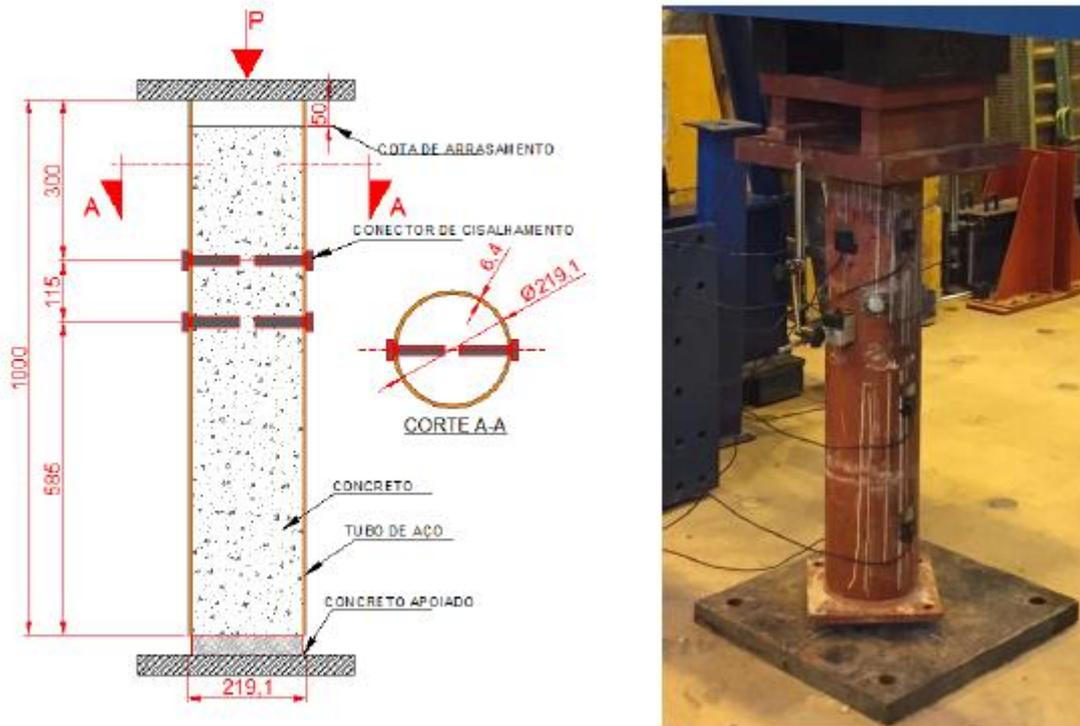


Figura 2-31- Representação dos protótipos da série F (Santos, 2017).

A modelagem numérica das séries E e F foram feitas por meio do programa computacional ABAQUS - versão 6.14.

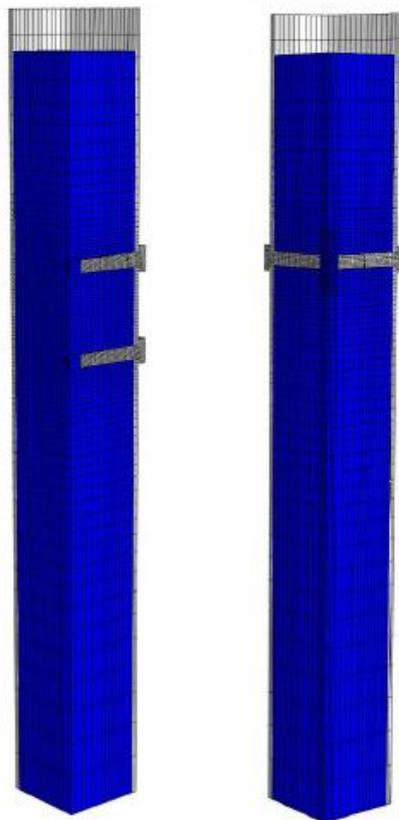


Figura 2-32 - Modelos numéricos: (a) série E; (b) série F

A malha adotada pelo autor na série E e F foi do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). Entretanto, na série F, em uma pequena região, Santos (2017) utilizou elementos do tipo C3D10 devido à geometria do núcleo de concreto junto à extremidade dos parafusos (conforme Figura 2-33).

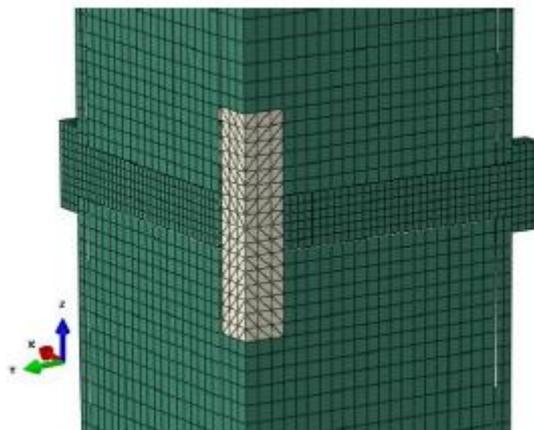


Figura 2-33 - Malha de elementos finitos da série F (Santos, 2017).

Para a análise não linear dos modelos, Santos (2017) utilizou o método de análise *Dinamic Implicit*, com a opção quase-estática, no qual, segundo ele, proporcionou uma convergência mais fácil e um menor tempo de processamento.

Para a representação do comportamento do concreto, Santos (2017) utilizou o modelo de dano com plasticidade: *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) e avaliou os diversos parâmetros presentes no modelo, tais como: ângulo de dilatância (ψ) e parâmetro de viscosidade (μ_{vis}). Concluiu que os valores que melhor representaram os modelos analisados foram: $\psi = 36^\circ$, $\mu_{vis} = 0,00005$. Além disso, o autor testou três relações constitutivas para o concreto à compressão, sendo elas: Pavlovic (2013), a curva presente na norma europeia EN-1992-1-1-2004 e a curva de Van Gysel e Taerwe (1996) e escolheu a última, pois foi a que melhor se adequou à pesquisa. Em relação a relação constitutiva para o concreto à compressão o autor adotou as premissas do trabalho de Kim (2010), baseado no modelo matemático de Bézier. Para o modelo constitutivo do aço o autor adotou as mesmas relações constitutivas dos trabalhos de Cardoso (2014) e Almeida (2012).

Ainda na calibração numérica dos modelos, Santos (2017) realizou um estudo investigativo sobre o coeficiente de atrito estático (μ) entre as superfícies do tubo de aço e núcleo de concreto. Avaliou diversos valores para μ , tais quais: 0,00, 0,17, 0,25 e 0,50 e concluiu que o valor que melhor representou os modelos foi 0,17.

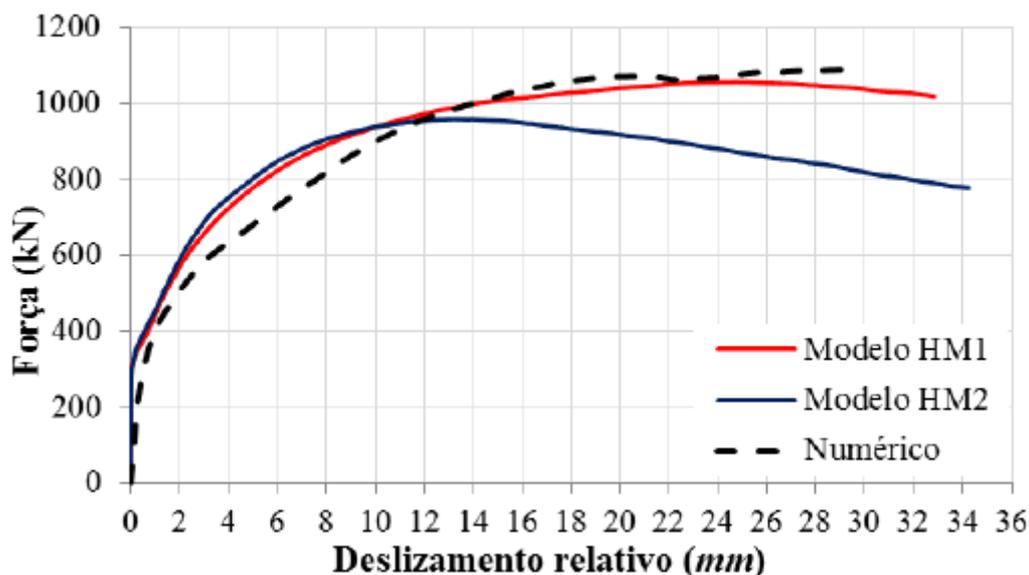


Figura 2-34 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série E, e do modelos numérico correspondente à série E, Santos (2017).

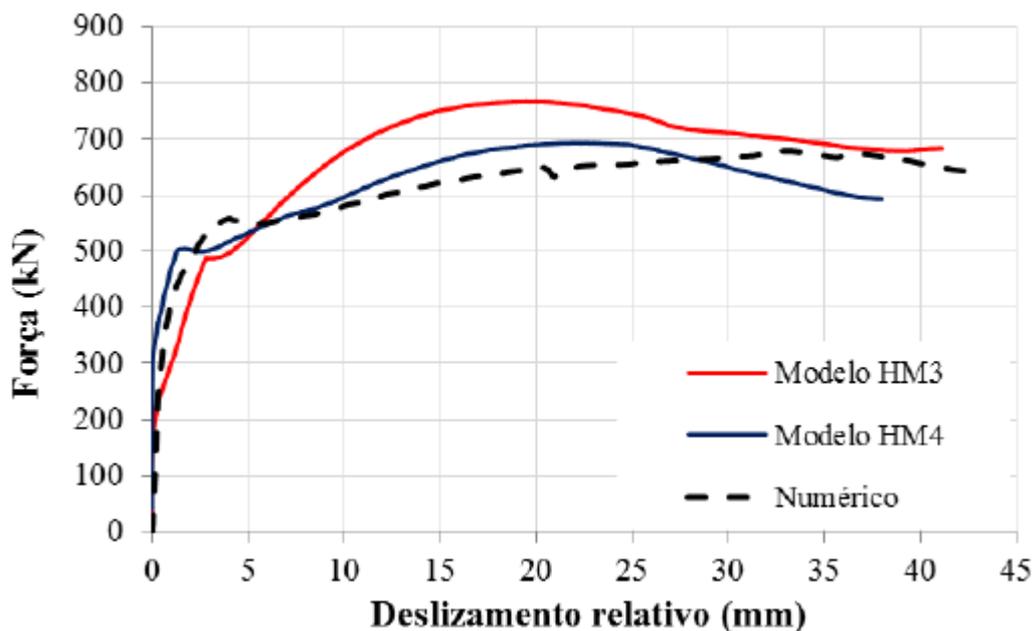


Figura 2-35 - Força versus deslizamento relativo dos protótipos da série F, e do modelos numérico correspondente à série F, Santos (2017).

A partir dos modelos numéricos calibrados, Santos (2017) realizou um estudo paramétrico, variando paramétricos geométricos e mecânicos dos modelos calibrados, tais quais: diâmetro do tubo de aço (D); espessura do tubo de aço (t); resistência ao escoamento do aço (f_y); resistência à compressão do concreto (f_{ck}); diâmetro do conector (Φ_b); comprimento do conector (l_b) e quantidade de níveis de instalação dos conectores (n_b).

Por fim, Santos (2017) realizou um estudo analítico a partir da observação do comportamento estrutural dos conectores parafusos nos modelos numéricos e experimentais, segundo as prescrições da ABNT NBR 16239:2013 e concluiu que os resultados obtidos foram conservadores em relação aos resultados obtidos numericamente e o coeficiente de variação (CV), indicador responsável por aferir e comparar as medidas relativas de dispersão em torno da média dos resultados, foi de 0,25, o que indica que os resultados analíticos apresentaram baixo grau de homogeneidade entre as amostras ($CV > 0,20$). Em face dessas observações, o autor propôs um novo modelo analítico para descrever o comportamento dos parafusos quando utilizados como conectores de cisalhamento em PMPC.

O modelo analítico proposto por Santos (2017) é válido para o mecanismo de falha no núcleo de concreto e consiste na solução das equações de equilíbrio relativas as representações abaixo.

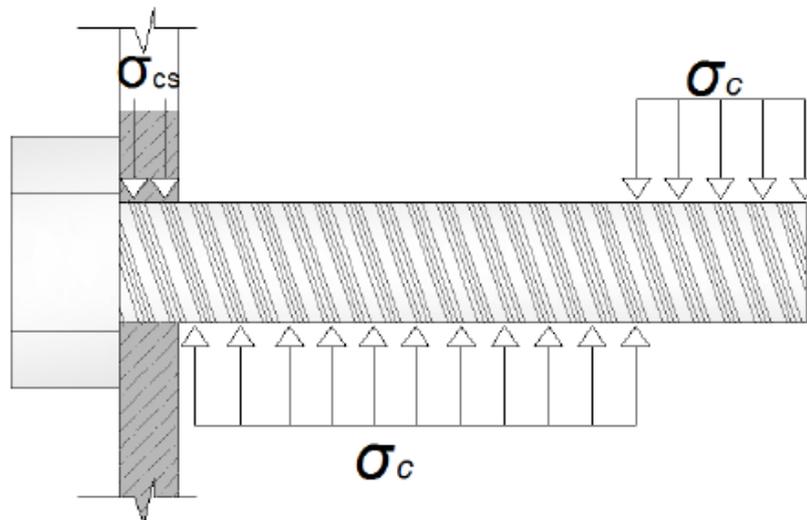


Figura 2-36 - Representação das tensões atuantes no parafuso, Santos (2017).

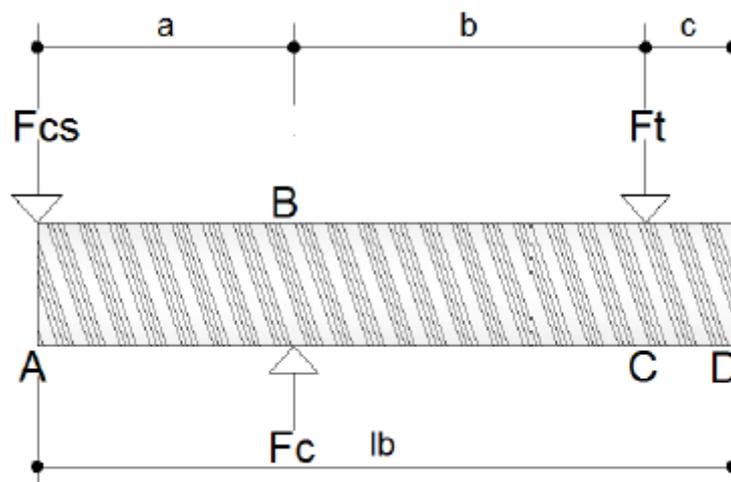


Figura 2-37 - Representação das forças resultantes das tensões atuantes no fuste do parafuso, Santos (2017).

3

ESTUDO EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Iniciais

O presente trabalho dá continuidade a um estudo experimental e numérico realizado por Cardoso *et al.* (2014). Em 2014, foram ensaiadas e analisadas duas séries de testes chamadas de B4 e B8, com três modelos cada. Estes modelos eram constituídos por pilares curtos de perfis do tipo caixa compostos por dois perfis U enrijecidos (Ue), formados à frio, com o núcleo preenchido com concreto convencional, utilizando-se os conectores de cisalhamento compostos por parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna. Estes experimentos foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EEUFMG).

Os modelos da série B4 tinham 4 conectores que estavam localizados a 285 mm da base do pilar e os modelos da série B8 tinham quatro conectores a 340 mm e os outros quatro a 405 mm de distância da base do pilar (Figura 3-1).



Figura 3-1 – Modelos da série B8 em primeiro plano e da série B4 em segundo plano, antes de serem concretados: (a) vista externa dos modelos B4 e B8; (b) vista interna do modelo B4-1 (Cardoso *et al.*, 2014).

3.2 Materiais Utilizados

Para a confecção dos pilares curtos, de 505 mm de altura, foram utilizados os seguintes materiais com suas respectivas especificações e características:

Perfis: Dois perfis Ue 175x65x25x3,75 mm (dimensões nominais), unidos por meio de solda de filete intermitente. Esses perfis foram fabricados através da conformação a frio de chapa fina de aço, especificação USI SAC 300 da USIMINAS. Dos ensaios para a caracterização deste material resultaram as seguintes propriedades mecânicas: $f_y = 373,6$ MPa e $f_u = 486,2$ MPa.

Concreto: Concreto convencional, com f_{ck} de 25 MPa e *slump* de 18 cm. Dos ensaios de resistência à compressão e à tração deste material resultaram nos seguintes valores para as propriedades mecânicas dos modelos com quatro e oito parafusos, respectivamente: $f_{cm} = 41,82$ MPa e $f_{cm} = 43,79$ MPa (resistência média à compressão), $f_{ctm} = 3,87$ MPa e $f_{ctm} = 3,97$ MPa (resistência média à tração).

Estes valores de resistência mecânica médios do concreto estão atualizados em relação ao trabalho de Cardoso *et al.* (2014), uma vez que na época em que os autores elaboraram o artigo não havia ainda os resultados dos ensaios de resistência do dia 22/05/2014. Os valores acima descritos, portanto, foram obtidos pela interpolação entre os resultados dos primeiros ensaios de compressão e de tração do concreto do dia 21/08/2013 e dos resultados encontrados no segundo ensaio do dia 22/05/2014.

Nos dias 21/08/2013 e 22/05/2014 os valores encontrados para f_{cm} e f_{ctm} foram de 36,33 MPa e 3,47 MPa, 44,00 MPa e 4,00 MPa, respectivamente. Considerando a data da execução de cada ensaio foram calculados os valores mais aproximados de f_{cm} e f_{ctm} para cada modelo e, a partir desses valores, calculou-se a média aritmética encontrada dos modelos com 4 e 8 conectores (B4 e B8), conforme Tabela 3-1.

Tabela 3-1 – Resultados da interpolação de f_{cm} e f_{ctm} para cada modelo.

| Datas | Modelos | f_{cm} do concreto (MPa) | f_{ctm} do concreto (MPa) |
|--------------|------------------------|--|---|
| 19/02/2014 | <i>modelo B4-1</i> | 41.42 | 3.85 |
| 11/03/2014 | <i>modelo B4-2</i> | 41.98 | 3.88 |
| 13/03/2014 | <i>modelo B4-3</i> | 42.04 | 3.88 |
| | <i>Média B4</i> | 41.82 | 3.87 |
| 09/05/2014 | <i>modelo B8-1</i> | 43.64 | 3.97 |
| 15/05/2014 | <i>modelo B8-2</i> | 43.80 | 3.98 |
| 20/05/2014 | <i>modelo B8-3</i> | 43.94 | 3.98 |
| - | <i>Média B8</i> | 43.79 | 3.97 |

O módulo de elasticidade médio do concreto à compressão foi obtido por meio da equação:

$$E_{cm} = 22. \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} . 1000 \quad (3-1)$$

Os valores adotados neste trabalho para os modelos de 4 parafusos e 8 parafusos foram baseados no f_{cm} médio (B4 e B8) da Tabela 3-1 e são iguais a 33,79 GPa e 34,26 GPa, respectivamente. Cardoso *et al.* (2014) adotou para todos os modelos os valores de resistência obtidos no primeiro ensaio.

Rebites: Os rebites tubulares com rosca interna eram do tipo RIVKLE M12x1,5 PO300, fabricados pela Bollhoff, com aço SAE1040 temperado, com 30 mm de comprimento antes da fixação e um comprimento médio medido de 21 mm após a fixação.

Parafusos: Os parafusos utilizados eram sextavados com rosca total, apresentando diâmetros de 12 mm e comprimento do corpo de 70 mm. Estes parafusos eram do tipo DIN960 Classe 5.8.

Na base dos pilares, foi soldada uma chapa de 220x220 mm, com 6,30 mm de espessura. Esta composição de materiais está representada na Figura 3-2.

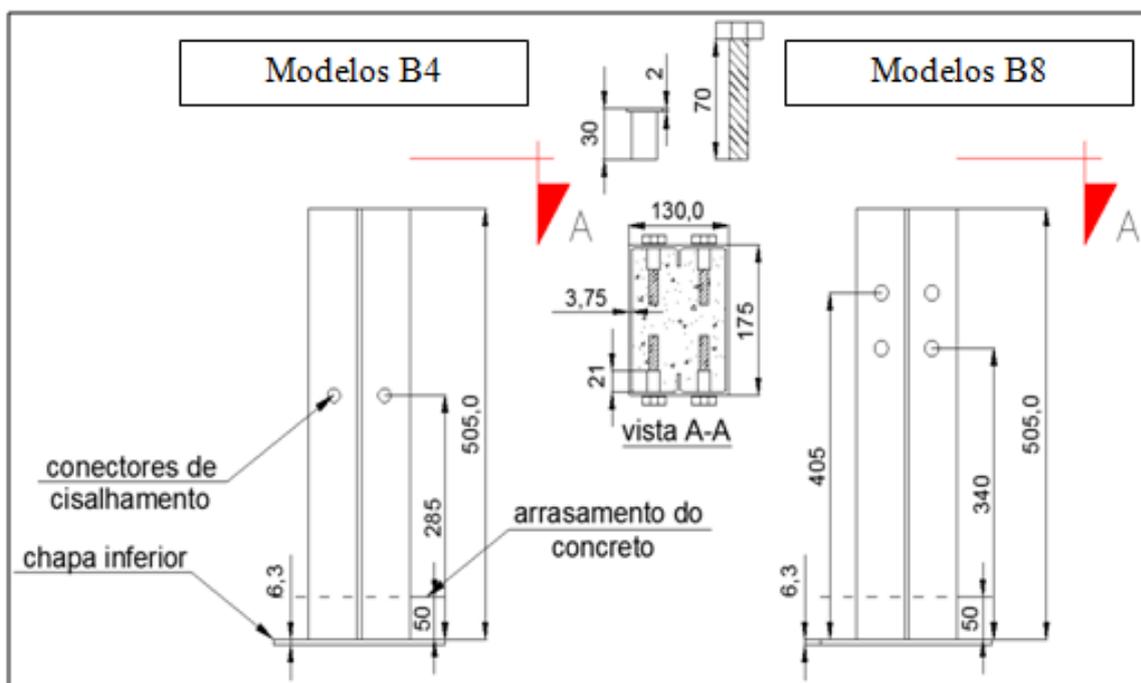


Figura 3-2 – Desenho representativo do conector, rebite e parafuso. (adaptado de Cardoso *et al.*, 2014).

3.3 Ensaios de Push-Test

Alguns cuidados foram tomados na adaptação do ensaio do modelo experimental, considerando o ensaio de cisalhamento (*Push Test*) previsto no Eurocode 4 – EN-1994-1-1:2004, sendo eles:

- 1- Os pilares ensaiados não foram totalmente preenchidos. Uma camada de isopor com 50 mm espessura (material de resistência mecânica desprezível) foi colocada entre a extremidade inferior do núcleo de concreto e a base do pilar. Esta folga permitiu que o núcleo de concreto e o perfil de aço deslizassem entre si com maior facilidade, sofrendo apenas a influência da capacidade resistente dos conectores de cisalhamento.
- 2- A superfície interna do perfil foi tratada por meio da aplicação de pintura e cera desmoldante, com a qual obtém-se uma melhor caracterização da transferência de carga gerada pelo conector de cisalhamento, minimizando a transferência de carga por atrito (considerada nula).
- 3- O carregamento foi aplicado, de forma centrada, sobre o núcleo de concreto na parte superior do pilar misto (observar Figura 3-3), através de um atuador hidráulico. Para medir os deslizamentos relativos entre o perfil de aço e o núcleo de concreto, foram

utilizados dois transdutores de deslocamentos (DT's), posicionados na posição vertical. Estes DT's foram fixados lateralmente sobre os modelos com o auxílio de bases magnéticas.



(a)



(b)

Figura 3-3 – Montagem e instrumentação dos ensaios de cisalhamento realizados por Cardoso *et al.* (2014) nos modelos (a) B4-1, B4-2, B4-3 e B8-1, (b) B8-2 e B8-3.

4- A execução dos ensaios nos modelos de pilares curtos foi separada em duas etapas distintas. Na primeira delas aplicou-se em cada modelo um total de 25 ciclos de cargas e descargas, com o carregamento variando entre 5% e 40% da força máxima esperada. Esta força foi obtida baseando-se nos estudos de Bremer (2007), no qual foi encontrado uma força resistente máxima, para cada conector de cisalhamento, de aproximadamente 40 kN.

5- Na segunda etapa, os modelos foram submetidos a um carregamento estático e progressivo até o colapso estrutural. Os procedimentos realizados nesta etapa seguiram as especificações dos ensaios de cisalhamento padrão (*push test*) da norma europeia EN-1994-1-1:2004 (Anexo B).

3.4 Resultados experimentais

Na Figura 3-4 e na Figura 3-5 estão apresentados os gráficos de força *versus* deslizamento relativo dos modelos experimentais realizados por Cardoso *et al.* (2014) nos quais aplicou-se apenas o carregamento estático e progressivo, realizados após os 25 ciclos de carga e descarga.

Nos modelos com 4 conetores (série B4) e nos modelos com 8 conectores (série B8), obteve-se valores de força máxima por conector média de 42,38 kN e de 34,72 kN, respectivamente. Os valores encontrados foram próximos aos encontrados por Bremer (2007) em ensaios do tipo *push test* padrão.

Pelos gráficos percebe-se que, com exceção do modelo B8-1 que apresentou um comportamento menos dúctil, os modelos atingem um patamar de carga a partir de um deslizamento relativo de 6 mm. Segundo a norma europeia, para deslizamentos relativos δ_{uk} superiores a 6 mm, os conectores de cisalhamento podem ser considerados como dúcteis.

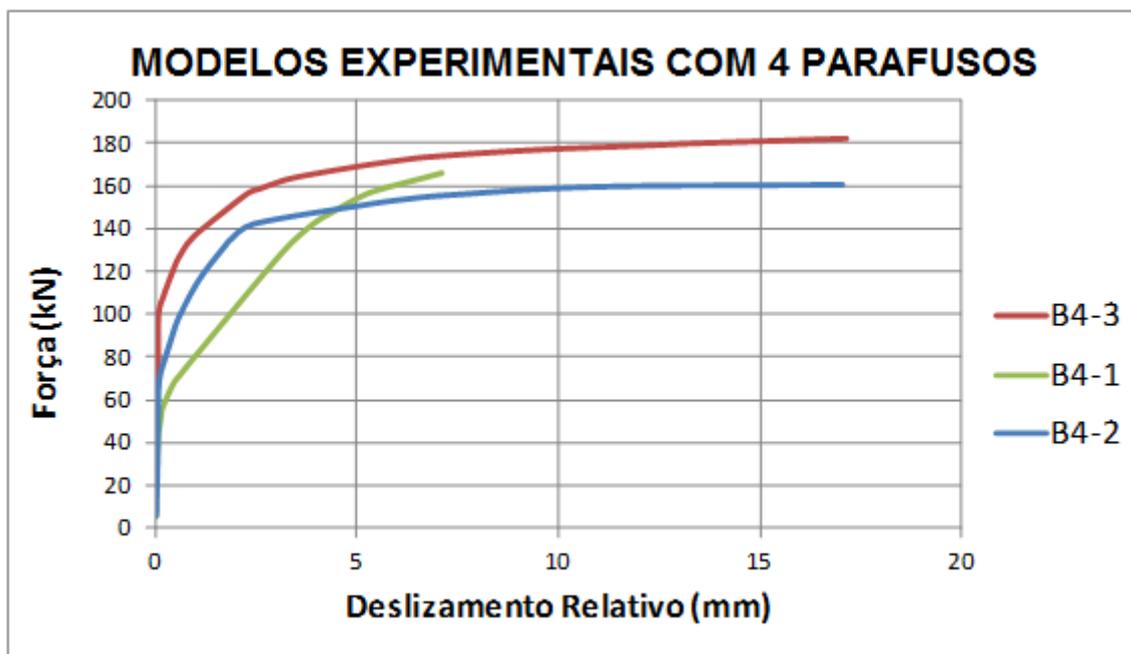


Figura 3-4 – Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série B4 (adaptado de Cardoso *et al.*, 2014).

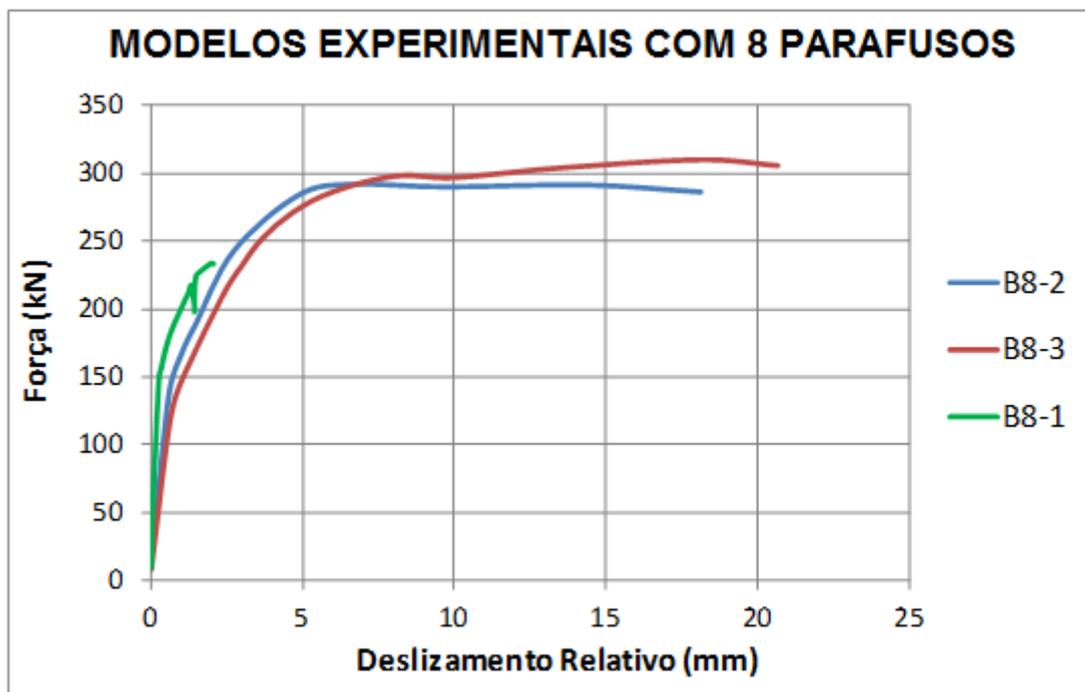


Figura 3-5 – Força versus deslizamento relativo dos modelos experimentais da série B8 (adaptado de Cardoso *et al.*, 2014).

Para entender melhor o comportamento estrutural que levou ao colapso dos modelos da série B4, Cardoso *et al.* (2014) interromperam o ensaio do primeiro modelo da série (modelo B4-1) logo após este atingir um patamar de carga a um deslizamento relativo já superior a 7 mm (Figura 3-4). Em seguida, foi feito um corte no perfil próximo ao local da instalação dos conectores para verificar a causa do colapso estrutural. A critério de comparação realizou-se um corte retangular nos perfis dos modelos B4-1 e também no modelo B4-2, como pode ser observado na Figura 3-6.

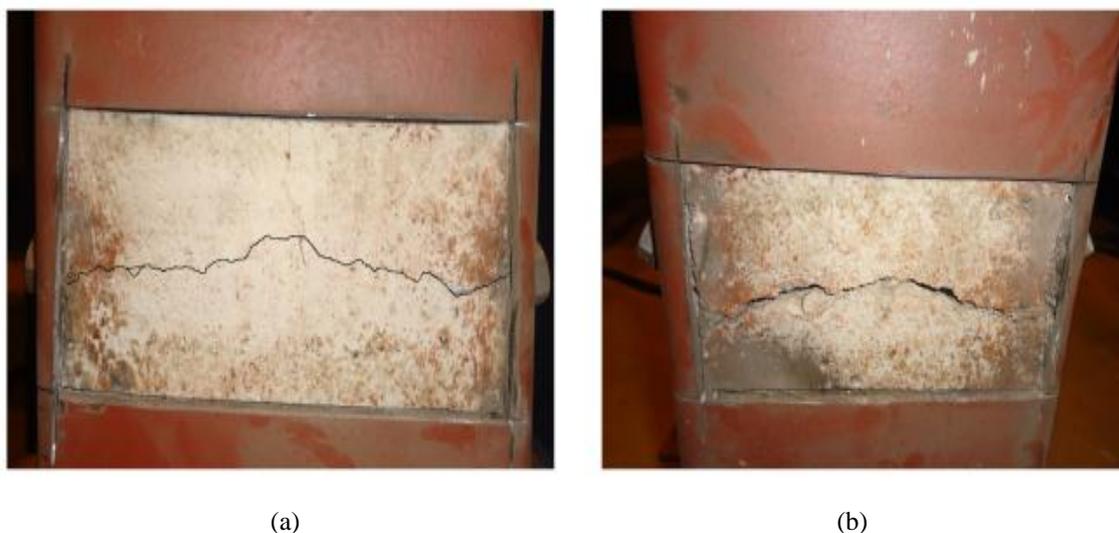


Figura 3-6 – Fissuração e ruptura do núcleo de concreto nos modelos: (a) B4-1 e (b) B4-2 (Cardoso *et al.*, 2014).

A partir da análise dos modelos da série B4, Cardoso *et al.* (2014) concluíram que estes começavam a perder rigidez devido à fissuração do núcleo de concreto, originada pela deformação dos conectores. Notou-se também que essas fissuras estavam localizadas no nível dos conectores.

Na realização do primeiro ensaio em modelos com 8 conectores, modelo B8-1, utilizou-se uma chapa de aplicação de carga em formato circular. Neste modelo observou-se, entretanto, um esmagamento localizado no núcleo de concreto na região em contato com a chapa de aplicação de carga, como pode-se observar na Figura 3-7.



Figura 3-7 – Vista superior do modelo B8-1 após a realização do ensaio (Cardoso *et al.*, 2014).

Notou-se também que a força máxima obtida neste modelo, de 223,25 kN (27,90 kN por conector de cisalhamento), foi bem abaixo da força máxima estimada de 40 kN. Além disso, o concreto desse modelo apresentou um deslizamento relativo diferencial entre a sua periferia e o seu núcleo (Figura 3-7). Contudo, pode-se inferir que a transferência de carga não foi satisfatoriamente realizada.

Portanto, com o intuito de garantir uma maior uniformidade do carregamento aplicado, uma menor tensão na seção transversal do núcleo de concreto e uma maior eficiência na transferência de carga, foram fabricadas duas chapas de aço com dimensões próximas às da seção transversal do núcleo de concreto, atuando sobrepostas. Com o carregamento sendo distribuído de forma mais homogênea, os valores de força máxima e de deslizamento relativo obtidos nos modelos B8-2 e B8-3 foram superiores aos obtidos no ensaio do modelo B8-1.

Mesmo em menor escala também foi observado nos modelos B8-2 e B8-3 o esmagamento do núcleo de concreto e o desnível entre a seção transversal sob a placa de aço e a periférica desse material. Este fato foi atribuído a folga existente entre a chapa de aplicação de carga e o perfil de aço, como pode ser observado na Figura 3-8.



Figura 3-8 – Vista superior do modelo B8-2 após a realização do ensaio (Cardoso *et al.*, 2014).

Nos modelos com 4 conectores este esmagamento diferencial do núcleo de concreto não foi observado, conforme pode ser visto na Figura 3-9 abaixo.



Figura 3-9 – Vista superior do modelo B4-3 após a realização do ensaio (Cardoso *et al.*, 2014).

Assim como nos modelos da série B4, também foi realizado um corte nos perfis dos modelos B8-1 e B8-2 para verificar as causas do colapso da estrutura. Observou-se que também ocorreu a abertura de fissuras devido ao esmagamento e ruptura do bloco de concreto, como pode ser observado na Figura 3-10.

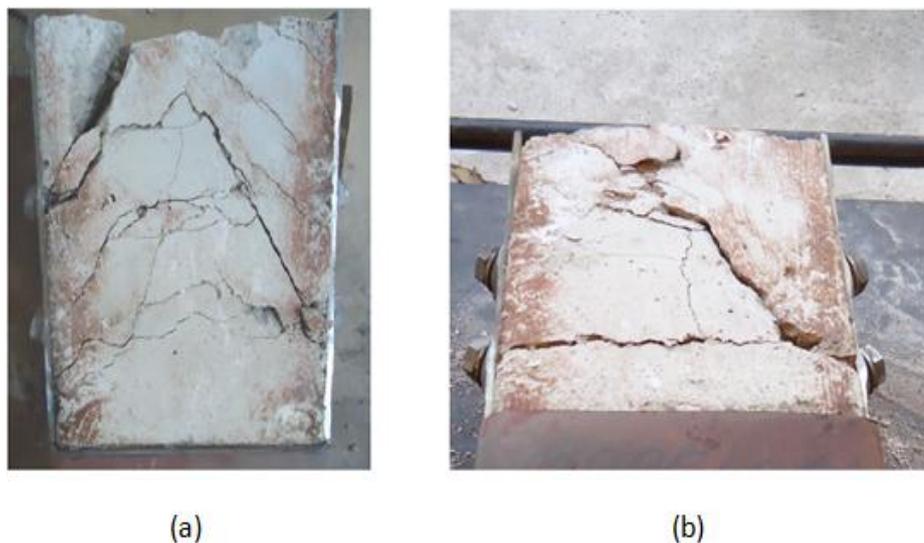


Figura 3-10 – Fissuração e ruptura do núcleo de concreto nos modelos: (a) B8-1 e (b) B8-2, (Cardoso *et al.*, 2014).

Pela Figura 3-10 também nota-se que ocorreu uma linha de fissuração no primeiro nível de conectores e formou-se linhas de ruptura a 45° no bloco de concreto, no sentido oposto ao sentido da aplicação da força.

Na Figura 3-11 tem-se a rotação dos conectores que ocorre com o aumento da carga aplicada. Nota-se que com a rotação excessiva dos conectores verifica-se um escoamento local do perfil de aço na região dos furos que pode ser atribuído a um aumento de tensões no concreto próximo à ligação. Observa-se também pela Figura 3-11, um deslocamento do conector característico do engastamento, promovido pela ligação entre o conector e o perfil de aço e pelo contato com o concreto.

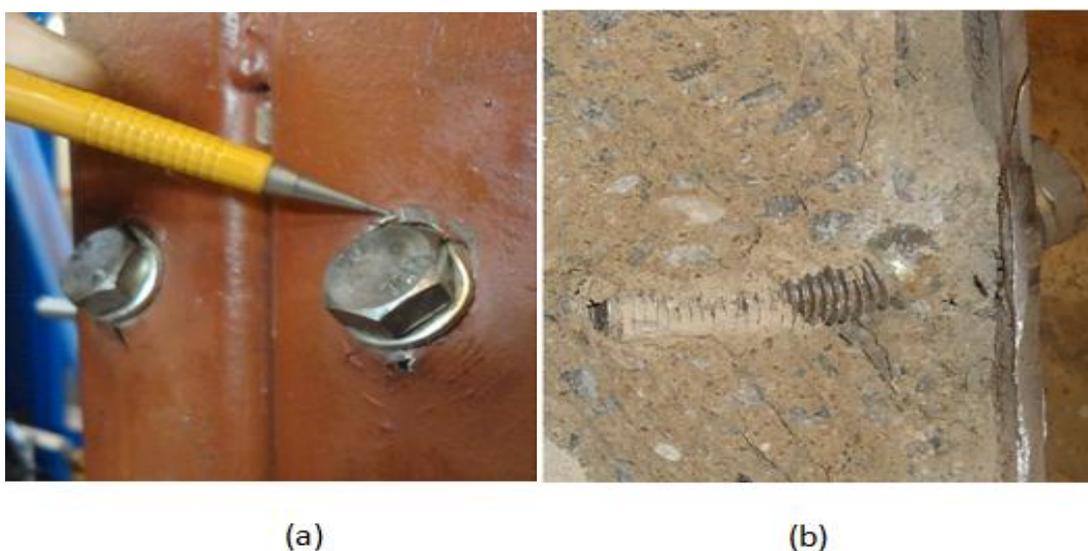


Figura 3-11 – Representação do giro dos conectores no modelo B8-2: (a) vista externa, (b) vista interna.

Na Tabela 3-2 e na Tabela 3-3 estão apresentados os seguintes parâmetros de resistência dos conectores de cisalhamento dos modelos das séries B4 e B8: força máxima do conjunto de conectores (P_u), a força máxima por conector ($P_{u,con}$), a resistência característica de cada conector (P_{Rk}), igual a 90% de $P_{u,con}$, e a rigidez secante (k_{sc}), igual a $k_{sc} = 0,7 P_{Rk}/s$, onde s é o deslizamento relativo que ocorre para a força de $0,7 P_{Rk}$. Esses parâmetros permitem classificar estes conectores de cisalhamento em flexíveis ou rígidos.

Tabela 3-2 – Parâmetros de resistência dos conectores de cisalhamento dos modelos da série B4
(Cardoso *et al.*, 2014).

| Modelo | P_u (kN) | $P_{u,con}$ (kN) | P_{Rk} (kN) | k_{sc} (kN/mm) |
|--------|------------|------------------|---------------|------------------|
| B4-1 | 165,59 | 41,40 | 37,26 | 12,02 |
| B4-2 | 160,63 | 40,16 | 36,14 | 38,92 |
| B4-3 | 182,37 | 45,59 | 41,03 | 82,07 |
| Média | 169,53 | 42,38 | 38,14 | 44,34 |

Tabela 3-3 – Parâmetros de resistência dos conectores de cisalhamento dos modelos da série B8
(Cardoso *et al.*, 2014).

| Modelo | P_u (kN) | $P_{u,con}$ (kN) | P_{Rk} (kN) | k_{sc} (kN/mm) |
|--------|------------|------------------|---------------|------------------|
| B8-1 | 223,25 | 27,90 | 26,24 | 73,47 |
| B8-2 | 291,51 | 36,44 | 32,79 | 17,12 |
| B8-3 | 308,68 | 38,59 | 34,73 | 12,15 |
| Média | 277,81 | 34,72 | 31,25 | 34,25 |

Observando os resultados, percebe-se que o k_{sc} dos modelos é menor que 200 kN/mm, sendo este o valor limite para caracterizar o conector como flexível, segundo Almeida (2012). Portanto, pode-se dizer que estes conectores apresentaram um comportamento flexível.

Entretanto, nota-se que houve uma grande dispersão entre os resultados das rigidezes k_{sc} nos modelos analisados, apresentando desvio padrão para os modelos das séries B4 e B8 de 35,34% e 34,06%, respectivamente. Para a série B8 houve uma redução da carga máxima média por conector de 18% em relação à carga máxima média obtida na série B4.

4

ESTUDO NUMÉRICO

4.1 Considerações Gerais

Segundo Tao *et al.* (2013), as técnicas de utilização de modelos com elementos finitos para modelagem de pilares preenchidos com concreto estão mais populares, graças aos diversos softwares comerciais, tais como o ABAQUS e o ANSYS. Através destes programas é possível considerar diferentes fatores que ajudam na representação numérica do modelo experimental, como por exemplo: imperfeições geométricas locais e globais, tensões residuais, condições de contorno, tipos de contato entre os materiais, modelos constitutivos, tipos de carregamento, métodos de convergência, malhas de elementos finitos, entre outros. Entretanto, de acordo com os autores, a precisão de um modelo de elementos finitos é muito afetada pelos parâmetros de entrada fornecidos pelo usuário ao programa e, por isso, o processo de calibração de um modelo numérico pode ser trabalhoso.

Neste trabalho, o estudo teórico foi realizado através de simulações numéricas utilizando o software comercial em elementos finitos, ABAQUS versão 6.14. Nos subitens a seguir estão melhor detalhados os principais fatores adotados para definir os modelos numéricos, os quais representam os pilares mistos de aço e concreto ensaiados por Cardoso *et al.* (2014) e detalhados no Capítulo 3, com quatro e com oito conectores de cisalhamento. Serão expostas também as diferenças e semelhanças entre os modelos numéricos do estudo inicial de Cardoso *et al.* (2014) e os modelos calibrados e definitivos desenvolvidos neste trabalho.

4.2 Geometria

No trabalho de Cardoso *et al.* (2014), a geometria foi definida diretamente no ABAQUS. Neste trabalho, a modelagem geométrica representativa dos modelos experimentais desenvolvida neste trabalho foi realizada através do programa SolidWorks Premium – versão 2012. Utilizou-se este programa com a finalidade de simplificar a execução dos modelos paramétricos posteriormente realizados e detalhados no Capítulo 5 deste trabalho.

Gerar a geometria no Solid Works é atrativo e prático, porque uma vez que gera-se um novo modelo, no qual altera-se somente parâmetros geométricos do modelo inicial, este pode ser exportado ao ABAQUS, onde automaticamente são resgatadas todas as definições do modelo original que não foram alteradas no novo modelo. Por exemplo, o novo modelo carrega informações de malha, carregamento, condições de contorno e definições de material do modelo original.

Esta automatização acima descrita faz com que o processo paramétrico seja otimizado, sem que haja a necessidade da utilização de linguagem de programação do ABAQUS, o que pode demandar tempo e um conhecimento mais aprofundado da linguagem do programa.

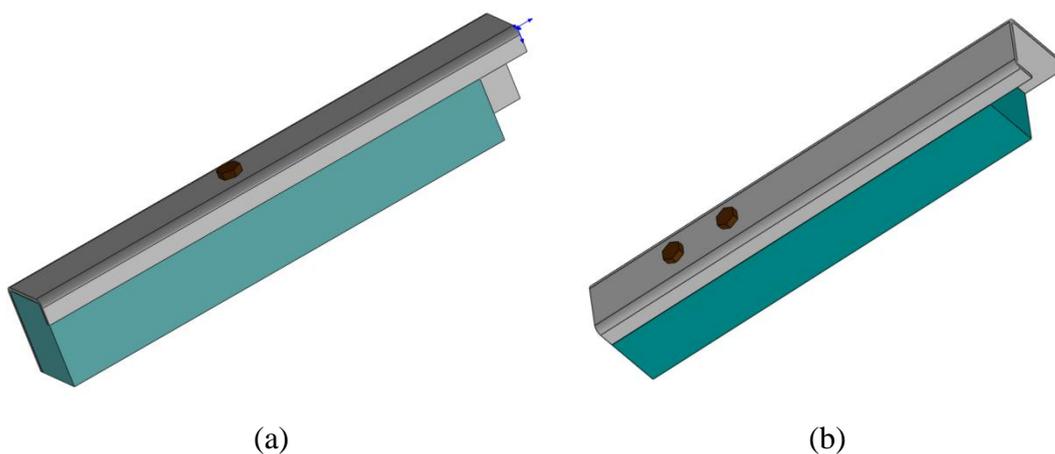


Figura 4-1 – Modelagem de $\frac{1}{4}$ dos PMPC, no programa SolidWorks com (a) 4 conectores (b) 8 conectores.

Após definida a geometria no SolidWorks, o arquivo do tipo *parasolid.xt* foi exportado para o ABAQUS para modelagem numérica em elementos finitos (MEF).

As dimensões dos elementos foram mantidas conforme as dimensões medidas nos modelos experimentais, com exceção do parafuso onde adotou-se na modelagem numérica o diâmetro equivalente a 80% de sua área total para considerar a redução da área na região da rosca.

Os componentes estruturais (perfil de aço, núcleo de concreto, parafusos e rebites com rosca interna) foram modelados com elementos do tipo C3D8 (linear, hexaédrico e sólido). Este tipo de elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos principais x, y e z), como pode ser observado na Figura 4-2.

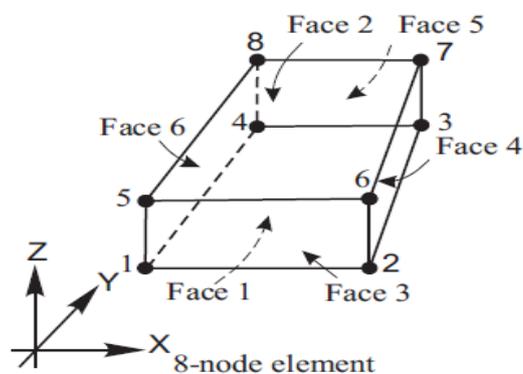


Figura 4-2 – Elemento de malha C3D8 (adaptado de Starossek e Falah, 2008).

Estudos de convergência de malha foram realizados até obter-se uma malha razoável, fornecendo resultados confiáveis em um menor tempo computacional. Tao *et al.* (2013) sugerem que a dimensão da malha deve ser igual $B/15$ para seções retangulares, enquanto Thai *et al.* (2014) definem que este valor deve estar compreendido entre $B/23$ e $B/13$, onde “B” é a largura total do tubo retangular..

Cardoso *et al.* (2014) adotaram diferentes dimensões para os elementos finitos do rebite, do parafuso, do perfil e do concreto. Para o parafuso e para o rebite, os autores consideraram, em todas as direções, 3,0 mm como a máxima dimensão. Para o tubo de aço e para o concreto, a máxima dimensão considerada na região mais próxima ao conector (até 40 mm do eixo do conector) foi de 5,0 mm em todas as direções e de 10 mm na direção axial do pilar, para regiões mais distantes (acima de 40 mm de distância do conector), conforme imagens da Figura 4-3 e 4-4.

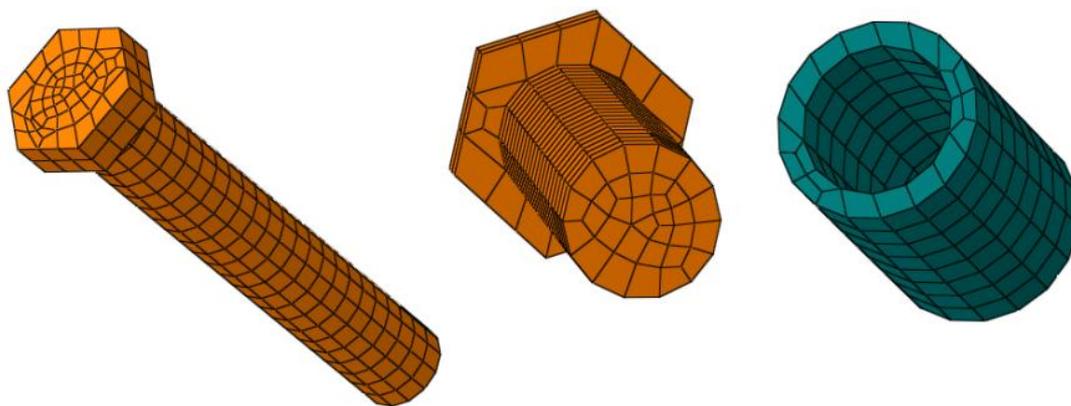


Figura 4-3 – Parafuso e rebite do modelo numérico do trabalho de Cardoso *et al* (2014).

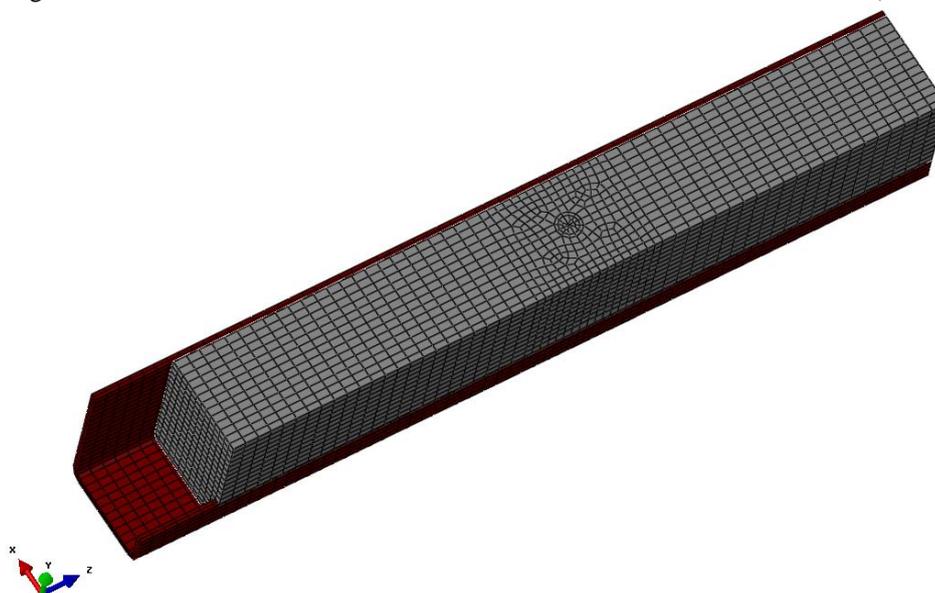


Figura 4-4 – Representação do modelo numérico B4n (adaptado de Cardoso *et al.*, 2014).

Neste trabalho, procurou-se aprimorar a malha inicial definida por Cardoso *et al.* (2014), eliminando mudanças bruscas nas dimensões da malha de elementos em contato ou de um mesmo elemento em diferentes regiões. Além disso, procurou-se otimizar ainda mais a implementação do modelo computacional, diminuindo os alertas (*warnings*) do programa que surgem em regiões onde a malha apresenta distorções significativas e podem piorar a qualidade do resultado final e a convergência da análise numérica.

Contudo, definiu-se que da região do concreto e do aço em contato com o conector até as extremidades do pilar, na direção de seu eixo longitudinal, uma malha com dimensão variável de 3,0 mm a 20,0 mm. Na direção perpendicular ao pilar considerou-se a dimensão constante de 5,0 mm (mesmo valor considerado por Cardoso *et al.*(2014)).

Com a mudança gradativa da malha na direção do eixo do pilar, eliminou-se as variações bruscas nas dimensões de malha entre materiais em contato, o que contribuiu na redução de problemas de convergência dos modelos. Para o rebite e para o parafuso considerou-se a dimensão constante de 3,0 mm que foi a mesma considerada por Cardoso *et al.* (2014) e também por Almeida (2012) para estes elementos.

Além disso, as distorções encontradas na malha utilizada por Cardoso *et al.* (2014), principalmente no parafuso, no rebite e na região do perfil de aço e do concreto próxima ao conector, foram solucionadas considerando nessas regiões o algoritmo de malha denominado *Medial Axis*, mais apropriado para superfícies circulares ou curvas.

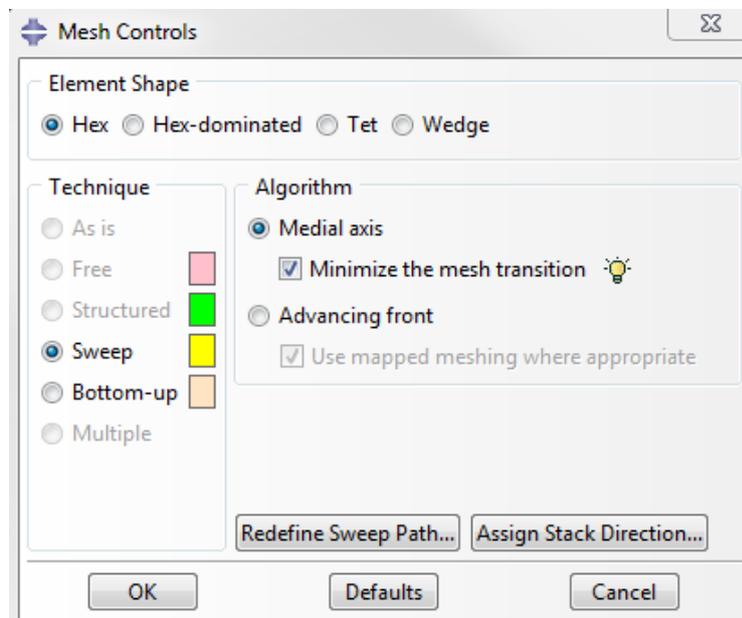


Figura 4-5 – Imagem retirada do ABAQUS 6.14 do controle de malha.

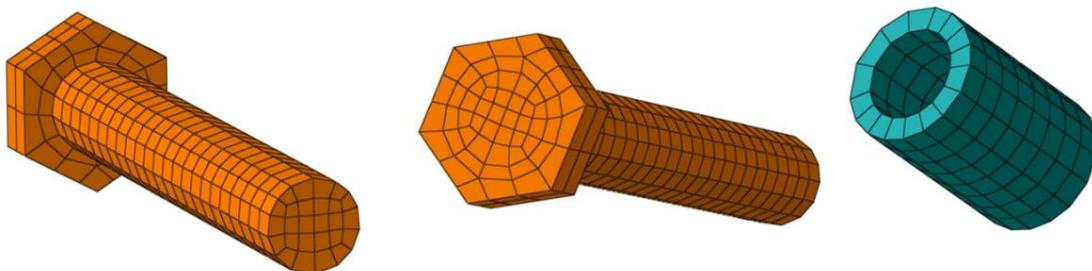


Figura 4-6 – Definições de malha para o parafuso e para o rebite, considerando o algoritmo *Medial Axis*.

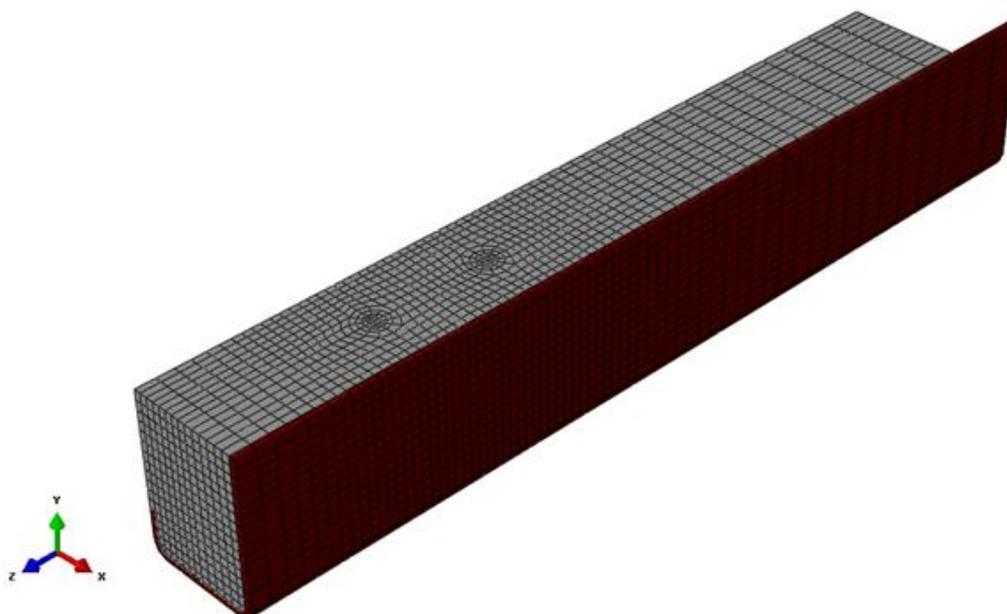


Figura 4-7 – Modelo Numérico de $\frac{1}{4}$ dos pilares para 8 parafusos.

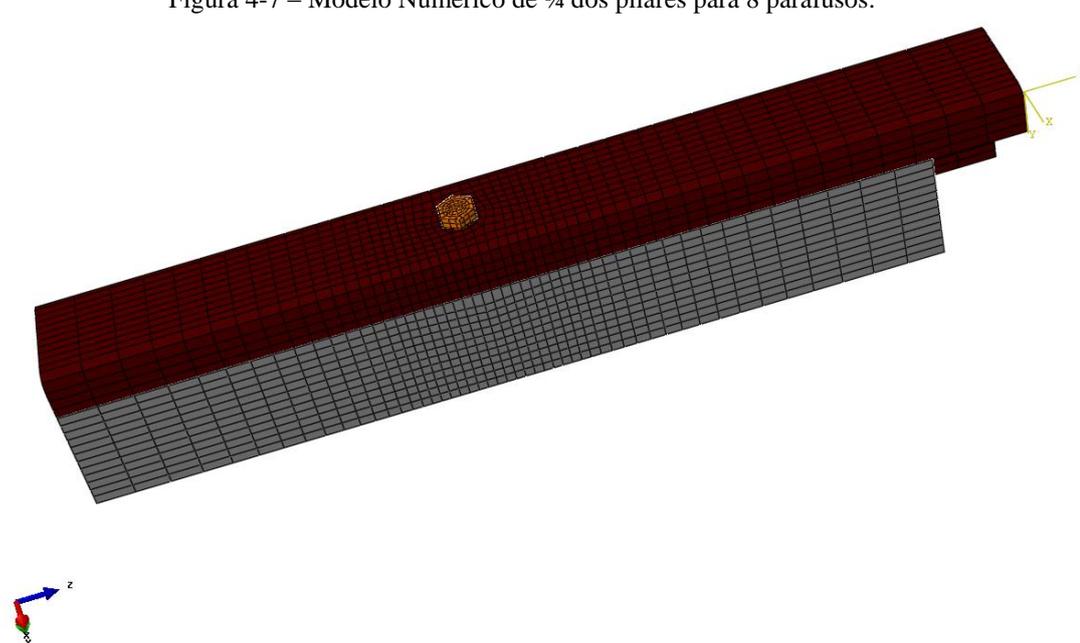


Figura 4-8 – Modelo Numérico de $\frac{1}{4}$ dos pilares para 4 parafusos.

4.3 Condições de Contorno

Devido à dupla simetria dos modelos apenas um quarto da seção transversal foi modelada. Com isso foi necessário criar condições de contorno que equivalassem às partes omitidas. Desta forma, os nós contidos na direção perpendicular do plano de simetria foram impedidos de se deslocar, conforme Figuras 4.9b e 4.9d.

A placa soldada na base do pilar não foi modelada. Segundo Tao *et al.* 2013, não é necessário incluir a placa no modelo, basta restringir todos os graus de liberdade da superfície em contato com esta, exceto a restrição referente ao deslocamento na direção do carregamento aplicado. Portanto, neste trabalho, fez-se restritos todos os deslocamentos da base do perfil de aço que estava em contato com a placa e, também, todos os deslocamentos do concreto no topo do pilar em contato com o atuador hidráulico, somente o deslocamento na direção do carregamento aplicado (deslocamento na direção Z do modelo numérico) foi liberado. Todas as restrições impostas nos modelos estão representadas na Figura 4-9.

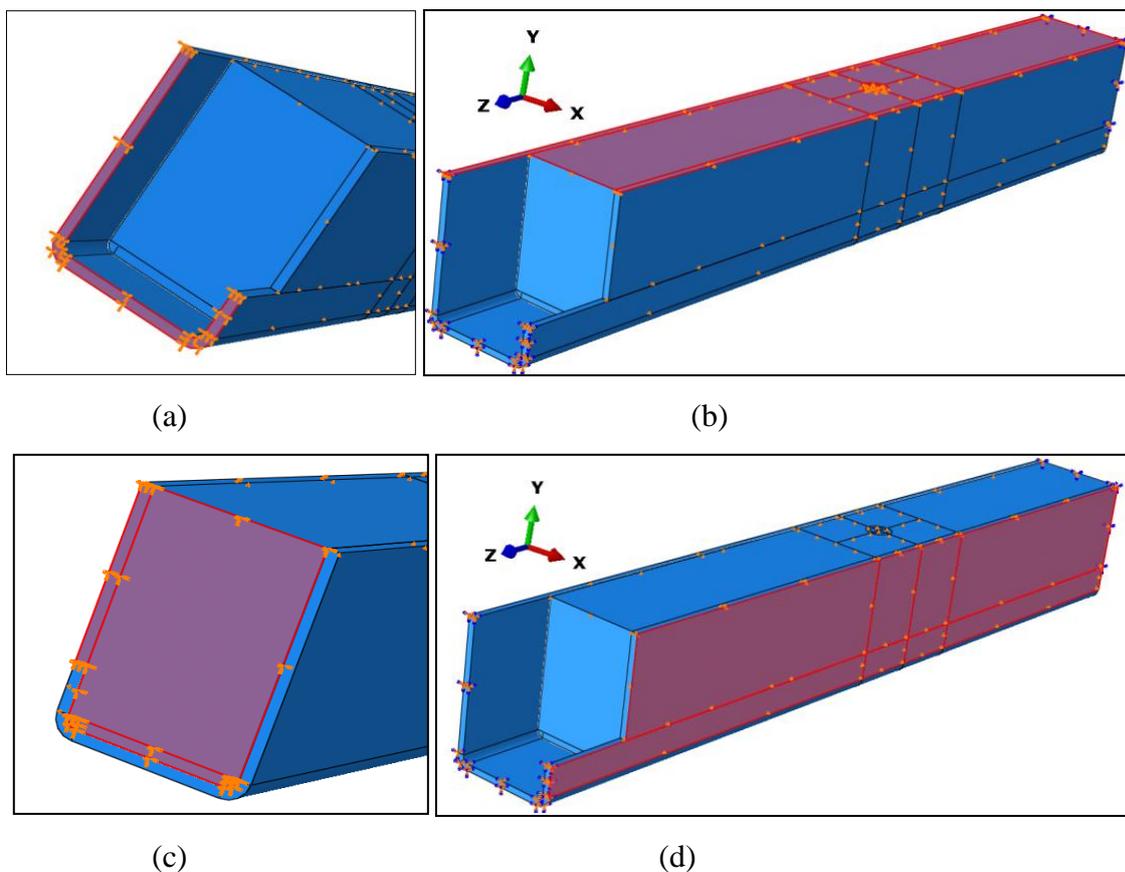


Figura 4-9 – (a) restrição do deslocamento vertical da base do tubo; (b) Restrição do deslocamento na direção y, devido a simetria do plano X-Z; (c) restrição dos deslocamentos horizontais devido ao contato do concreto com o atuador; (d) Restrição do deslocamento na direção x, devido a simetria do plano Y-Z;

Cardoso *et al.* (2014) adotaram conduta semelhante quanto às condições de contorno. Consideraram as mesmas restrições devido à simetria do modelo, entretanto restringiram somente o deslocamento do tubo de aço na base do pilar na direção de Z e somente os deslocamentos do concreto no topo do pilar nas direções X e Y.

4.4 Propriedades Mecânicas

Para o tubo de aço foram utilizadas as propriedades mecânicas determinadas experimentalmente. Para o parafuso e para o rebite, considerou-se a resistência média ao escoamento e a resistência média à ruptura como sendo as resistências nominais majoradas em 10%. Esta majoração foi adotada para representar melhor os valores reais, uma vez que não foram feitos ensaios para a especificação da resistência destes materiais.

Para o concreto considerou-se a resistência média à compressão e à tração obtidas por meio de ensaios experimentais de resistência em corpos de prova cilíndricos. A partir dos valores da resistência média à compressão do concreto, pôde-se calcular o módulo de elasticidade longitudinal, através da norma europeia Eurocode 4: EN 1992-1-1:2004. A Tabela 4-1 sintetiza as propriedades mecânicas dos aços do perfil, do parafuso e do rebite e, do núcleo de concreto adotados neste trabalho e na pesquisa de Cardoso *et al.* (2014). Os valores destacados com asterisco são aqueles que foram ajustados neste trabalho em relação ao trabalho de Cardoso *et al.* (2014).

Tabela 4-1 – Propriedades dos Materiais

| PROPRIEDADE DOS MATERIAIS | | | | | | | | |
|---------------------------|---|-------------------|------------------------|-------------------|---------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|-------------------|
| MATERIAIS METÁLICOS | | | | | | | | |
| Material | Módulo de Elasticidade (MPa) | | Coeficiente de Poisson | | Resistência Média ao escoamento (MPa) | | Resistência média à ruptura (MPa) | |
| | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO |
| Perfil | 205000 | 200000 * | 0,3 | 0,3 | 373,6 | 373,6 | 486,2 | 486,2 |
| Parafusos | 200000 | 200000 | 0,3 | 0,3 | 400 | 440 * | 500 | 550 * |
| Rebite | 200000 | 200000 | 0,3 | 0,3 | 490 | 539 * | 590 | 649 * |
| NÚCLEO DE CONCRETO | | | | | | | | |
| Modelo Experimental | Módulo de Elasticidade Longitudinal (MPa) | | Coeficiente de Poisson | | Resistência Média à compressão (MPa) | | Resistência média à tração (MPa) | |
| | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO |
| B4 | 30197 | 33793,87 * | 0,2 | 0,2 | 36,3 | 41,82 * | 3,47 | 3,87 * |
| B8 | 30197 | 34263,77 * | 0,2 | 0,2 | 36,3 | 43,79 * | 3,47 | 3,97 * |

Entretanto, para a entrada das relações tensão *versus* deformação dos materiais no programa ABAQUS é necessário transformar as tensões e deformações de engenharia ou nominais em tensões e deformações verdadeiras, obtidas através das expressões apresentadas abaixo:

$$\sigma_{Ver} = \sigma_{Nom}(1 + \varepsilon_{Nom}) \quad (4-1)$$

$$\varepsilon_{Ver} = \ln(1 + \varepsilon_{Nom}) \quad (4-2)$$

$$\varepsilon_{ln}^{pl} = \varepsilon_{Ver} - \frac{\sigma_{Ver}}{E_{Ver}} \quad (4-3)$$

onde:

σ_{Ver} é a tensão verdadeira;

σ_{Nom} é a tensão nominal;

ε_{Nom} é a deformação nominal;

ε_{Ver} é a deformação verdadeira;

ε_{ln}^{pl} é a deformação logarítmica verdadeira e

E_{Ver} é o módulo de elasticidade verdadeiro. E_{Ver} é calculado dividindo o primeiro valor não nulo da tensão verdadeira pelo primeiro valor não nulo da deformação verdadeira.

4.4.1 Concreto

Para representar o comportamento do núcleo de concreto, adotou-se o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) disponível no programa ABAQUS v.6.14, baseado nos estudos de Lubliner *et al.* (1989) e Lee e Fenves (1998). Este modelo é usado para descrever o comportamento do concreto ao longo de um dado carregamento aplicado, sendo possível definir a resistência do concreto à compressão e à tração, em termos de plasticidade e parâmetros de dano. Este modelo está representado pela Figura 4-10.

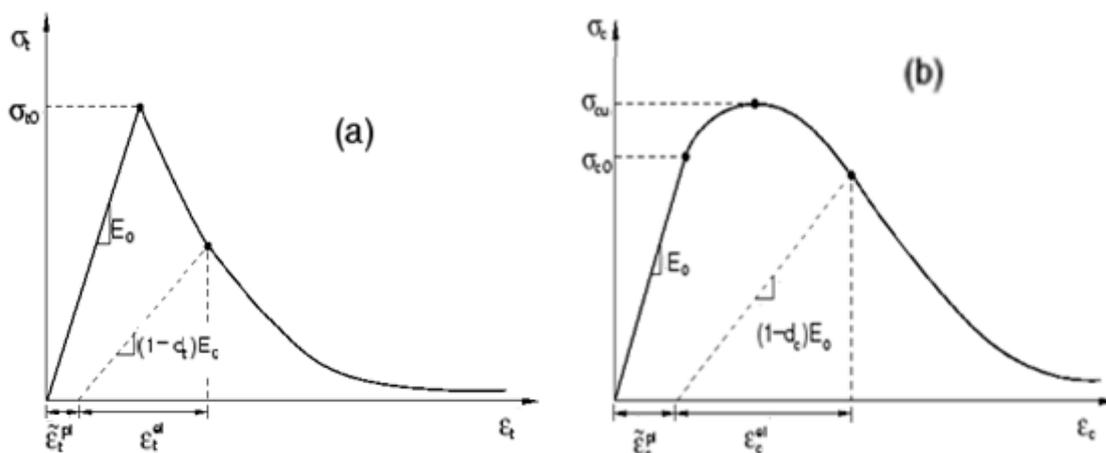


Figura 4-10 – Resposta do concreto de um carregamento axial para (a) tração e (b) compressão (SIMULIA, 2014).

Segundo Aguiar (2015), a degradação da rigidez fica caracterizada quando se tem um descarregamento partindo de um ponto situado no ramo pós-crítico da curva tensão *versus* deformação. Devido ao dano sofrido pelo concreto, a fase de descarregamento descreve no diagrama tensão *versus* deformação, uma reta (tracejada) com inclinação inferior àquela observada no início do ciclo de carga. Esta nova inclinação representa a rigidez degradada do concreto, ou seja, a rigidez inicial que este concreto apresentará caso sofra um segundo ciclo de carga.

Segundo a documentação do ABAQUS (Simulia, 2014), esta degradação da rigidez do concreto é governada por duas variáveis independentes, d_c (dano à compressão uniaxial) e d_t (dano à tração uniaxial), definidas pelas Equações (4-4) e (4-5).

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (4-4)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (4-5)$$

Essas variáveis assumem valores de zero (0), para material não danificado, até um (1), para material totalmente danificado.

4.4.1.1 Comportamento do concreto submetido à compressão

Diversos autores têm estudado o comportamento do concreto à compressão após o pós-pico. Em relação a resistência à compressão do concreto, o Eurocode 4: EN 1992-1-1:2004 descreve este comportamento até a deformação última (ε_{cu1}), conforme apresentado na Figura 4-11, obedecendo a Equação (4-6).

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4-6)$$

onde: $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$; $k = 1,05 E_{cm} (\varepsilon_{c1} / f_{cm})$; ε_c é a deformação do concreto à compressão; ε_{c1} e ε_{cu1} são as deformações do concreto obtidas conforme a Tabela 3.1 da norma europeia Eurocode 2: EN 1992-1-1:2004; E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto, o qual é definido pela tangente de α , compreendido entre os valores $0 \leq \sigma_c < 0,4 f_{cm}$, conforme Figura 4-11;

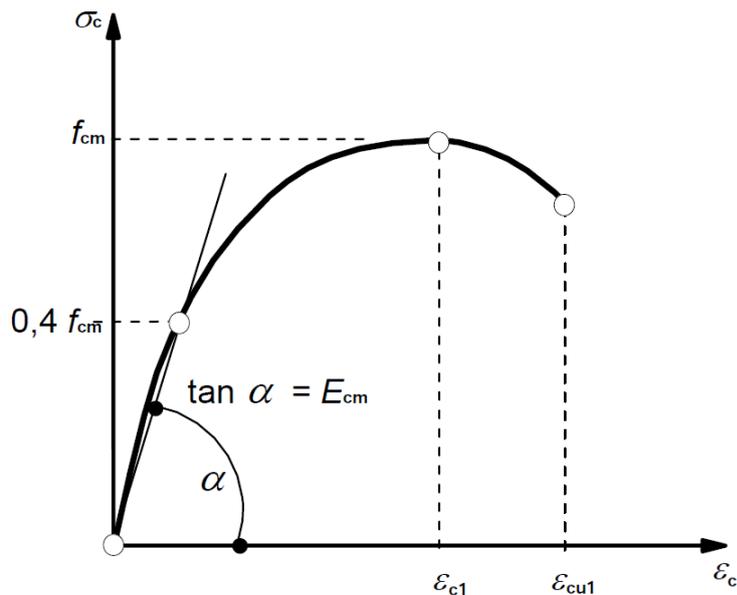


Figura 4-11 – Curva tensão *versus* deformação do concreto (Eurocode 2: EN 1992-1-1:2004).

Todavia, considerar a curva do concreto somente até ϵ_{cu1} , significa desconsiderar a perda de rigidez deste material quando submetido à elevadas tensões de compressão. Segundo Pavlovic *et al.* (2013), esta consideração é adequada quando trata-se do concreto armado convencional, uma vez que as deformações para as cargas últimas de compressão nos elementos estruturais (armaduras) dificilmente ultrapassam ϵ_{cu1} . Entretanto, segundo os autores, para um pilar misto, na região do concreto próxima aos conectores de cisalhamento, ocorrem deformações superiores a ϵ_{cu1} e, portanto, desconsiderar a perda de rigidez que acontece após a deformação ϵ_{cu1} pode levar a valores superestimados de resistência ao modelo.

Portanto, para simular o comportamento do concreto quando submetido a elevadas tensões de compressão, foram analisadas três curvas de tensão *versus* deformação propostas pelos seguintes autores: Pavlovic *et al.* (2013), Tao *et al.* (2013) e Van Gysel e Taerwe (1996). Os resultados foram aferidos e a partir daí, definiu-se a qual a curva melhor representa os modelos experimentais com 4 e 8 parafusos (modelos B4 e B8). Essas três curvas estão melhor descritas abaixo:

1- Pavlovic *et al.* (2013) propõem uma curva senoidal para dar continuidade à curva prevista pela norma europeia definida até o ponto D da Figura 4-12 e os pontos E e F são definidos a partir do cálculo de σ_c (Equações 4-7).

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}\left(\frac{\mu\alpha_{tD}\alpha_{tE}\pi}{2}\right)}{\beta\text{sen}\left(\frac{\alpha_{tE}\pi}{2}\right)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ \frac{f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})}{(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE})}, \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (4-7)$$

onde,

$$\mu = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cuD}}{\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}}$$

$$\alpha = 20$$

$$\alpha_{tD} = 0,5$$

$$\alpha_{tE} = 1$$

$$\beta = f_{cm}/f_{cu1}$$

| | | | |
|---------------------|---------------------|-----------|-----------------|
| ε_{cuD} | ε_{cu1} | f_{cuD} | f_{cu1} |
| ε_{cuE} | 0.03 | f_{cuE} | f_{cm}/α |
| ε_{cuF} | 0.1 | f_{cuF} | $f_{cm}/100$ |

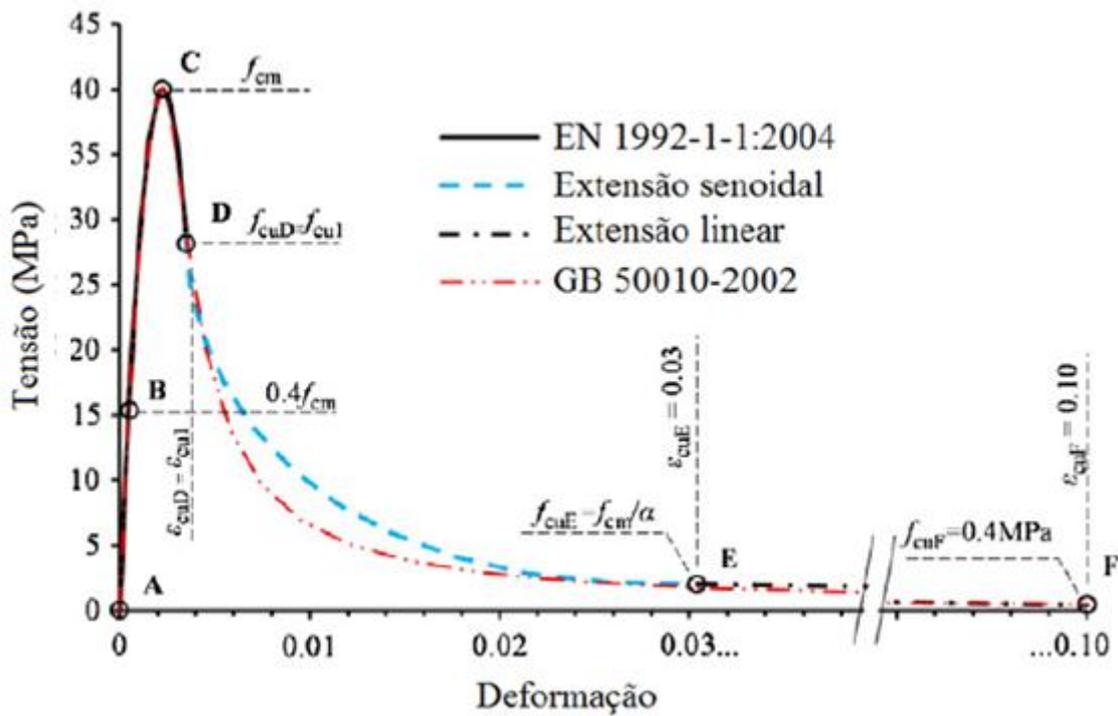


Figura 4-12 – Curva tensão versus deformação adaptada de Pavlovic *et al.* (2013).

2- Tao *et al.* (2013) definem uma curva para o concreto confinado que pode ser gerada a partir de quatro pontos principais: O, A, B e C, conforme Figura 4-13.

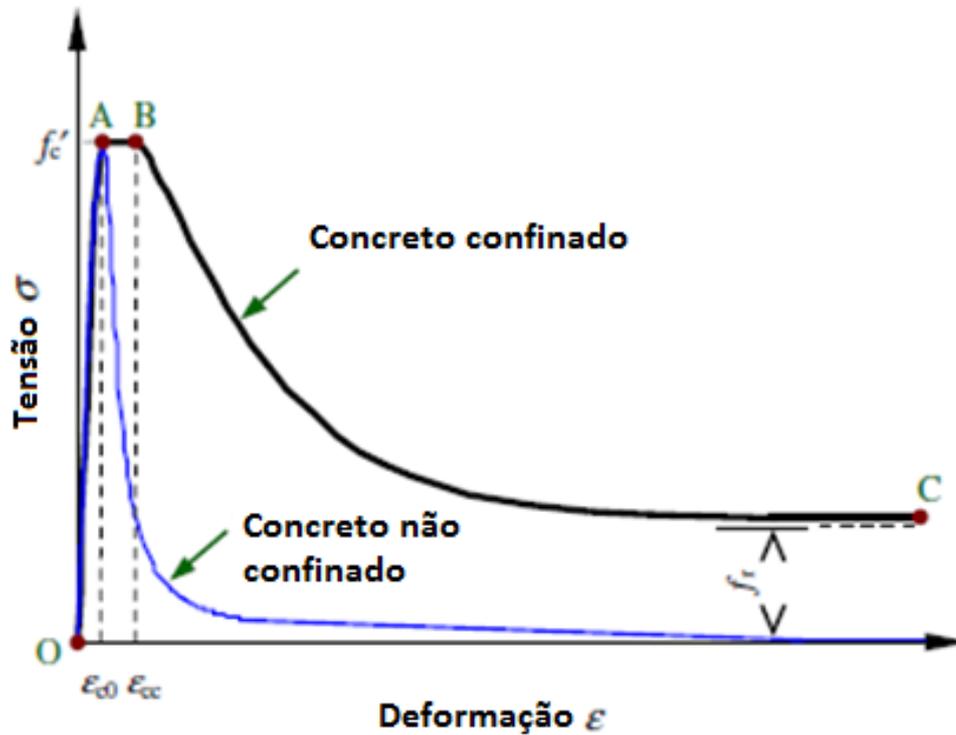


Figura 4-13 – Curva Tensão *versus* Deformação proposta para o concreto confinado (adaptado de Tao *et al.*, 2013).

Entre a deformação 0 e a deformação ε_{c0} , a curva é definida através da Equação 4-8:

$$\frac{\sigma}{f'_c} = \frac{A \cdot X + B \cdot X^2}{1 + (A - 2) \cdot X + (B + 1) \cdot X^2} \quad (4-8)$$

onde:

$$X = \varepsilon / \varepsilon_{c0} ;$$

$$A = E_c \varepsilon_{c0} / f'_c$$

$$B = (A - 1)^2 / 0,55 - 1$$

$$\varepsilon_{c0} = 0,00076 + \sqrt{(0,626 f'_c - 4,33) 10^{-7}};$$

$$\varepsilon_{cc} / \varepsilon_{c0} = e^k$$

$$k = (2,9224 - 0,00367 f'_c) \left(\frac{f_B}{f'_c} \right)^{0,3124 + 0,002 f'_c}.$$

O valor de f_B é definido por meio da Equação (4-9) para pilares de seção circular e pela Equação

(4-10) para pilares de seção retangular:

$$f_B = \frac{(1 + 0.027fy). e^{-0.02\frac{D}{t}}}{1 + 1.6e^{-10} \cdot (f'_c)^{4.8}} \quad (4-9)$$

$$f_B = \frac{0.25 \cdot (1 + 0.027fy). e^{\frac{-0.02\sqrt{B^2+D^2}}{t}}}{1 + 1.6e^{-10} \cdot (f'_c)^{4.8}} \quad (4-10)$$

Para a parte descendente da curva, após o ponto B, tem-se a tensão dada por:

$$\sigma = f_r + (f'_c - f_r) \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha} \right)^\beta \right] \quad (4-11)$$

Onde:

$$f_r = \begin{cases} 0.7(1 - e^{-1.38\xi c})f'_c \leq 0.25f'_c & \rightarrow \text{Para pilares em seção circular} \\ 0.1f'_c & \rightarrow \text{Para pilares em seção retangular} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.04 - \frac{0.036}{1 + e^{6.08\xi c - 3.49}} & \rightarrow \text{Para pilares em seção circular} \\ 0.005 + 0.0075 \cdot \xi c & \rightarrow \text{Para pilares em seção retangular} \end{cases}$$

E o coeficiente β pode ser dado por 1,2 e 0,92 para pilares com seção circular e com seção retangular, respectivamente.

3- A proposta de Van Gysel e Taerwe (1996), por sua vez, preveem uma equação que descreve o comportamento do concreto após f_{cm} (pós-pico). Até a resistência característica à compressão do concreto, os autores sugerem as equações da norma européia e a partir de f_{cm} a curva é descrita através da Equação (4-12) encontrada no trabalho de Barr and Lee (2003). Esta equação foi utilizada neste trabalho, juntamente com a Equação (4-6) para o desenvolvimento das curvas utilizadas no concreto dos modelos B4 e B8.

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{1}{1 + \left\{ \frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} - 1 \right)}{n_2} - 1 \right\}^2}, \text{ para } \sigma \geq f_{cm} \quad (4-12)$$

onde : η_2 é um parâmetro de ajuste do concreto.

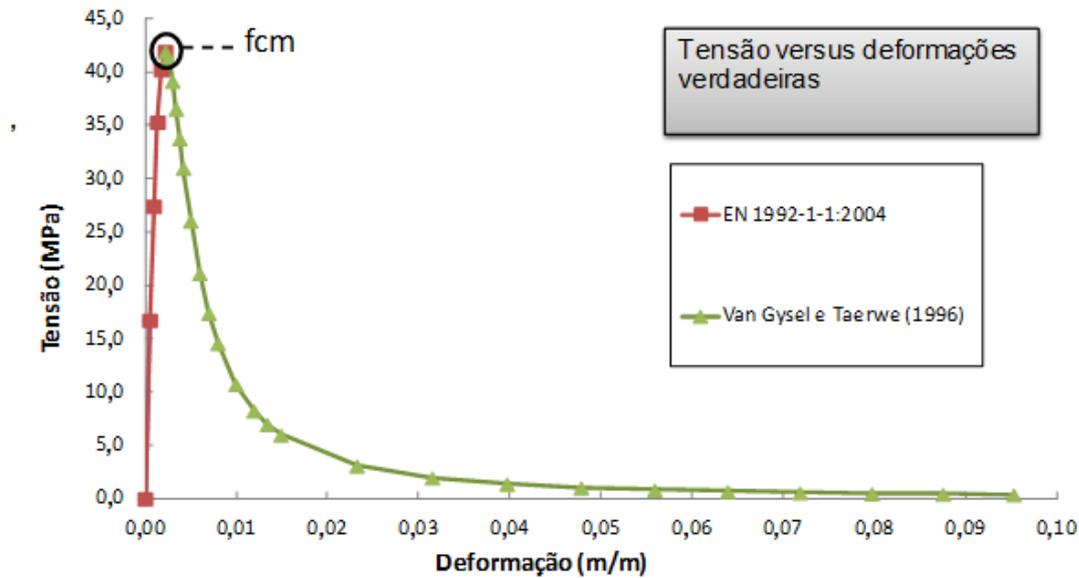


Figura 4-14 – Curva Tensão *versus* Deformação proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) utilizada nos modelos B4.

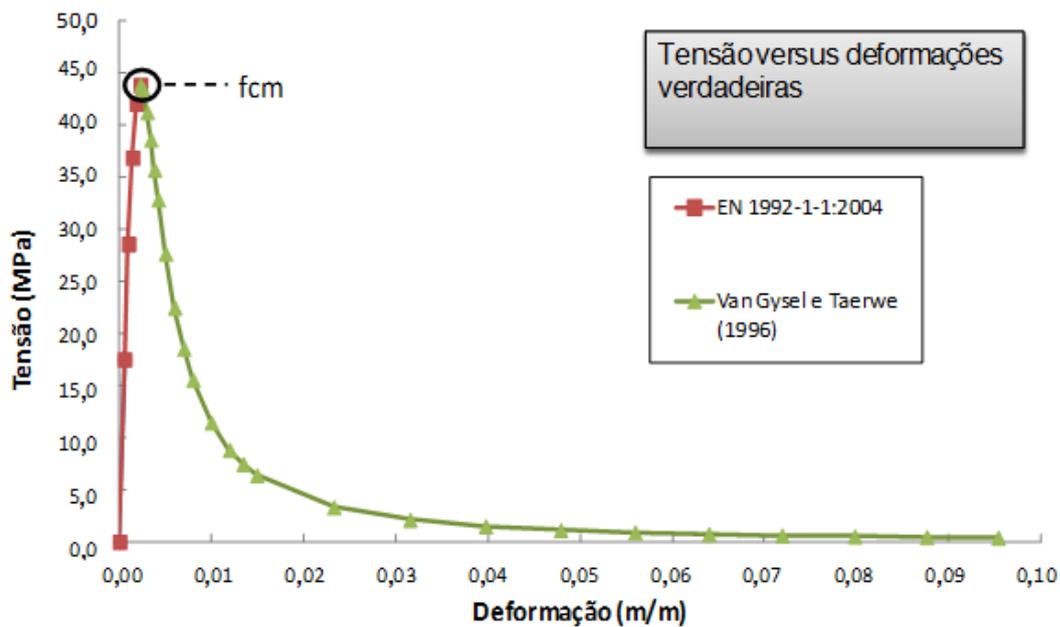


Figura 4-15 – Curva Tensão *versus* Deformação proposta por Van Gysel e Taerwe (1996) utilizada nos modelos B8.

Nas Figuras 4-16 e 4-17 encontram-se as curvas que representam o parâmetro de dano do concreto à compressão referente às tensões e deformações apresentados na Figura 4-14 e na

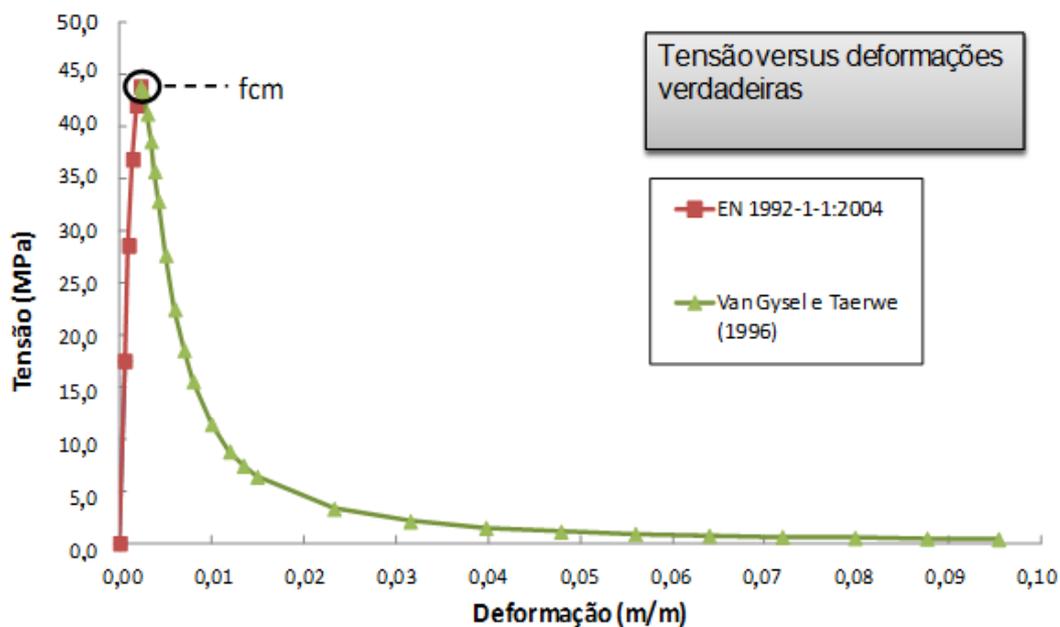


Figura 4-15, para os modelos com 4 e com 8 parafusos, respectivamente.

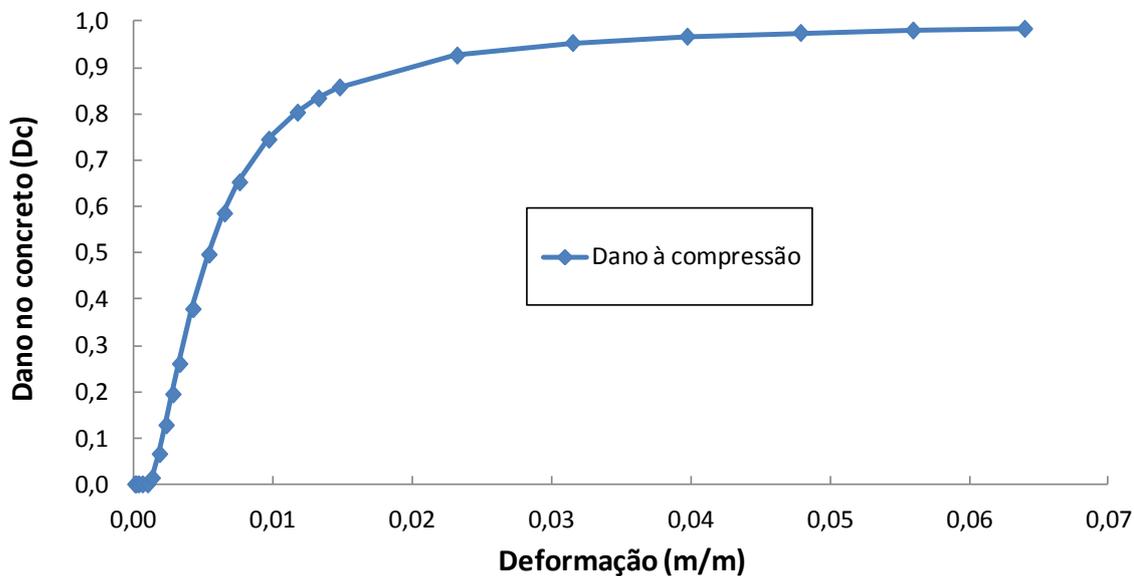


Figura 4-16 – Evolução do parâmetro de dano à compressão do concreto para o modelo com 4 parafusos.

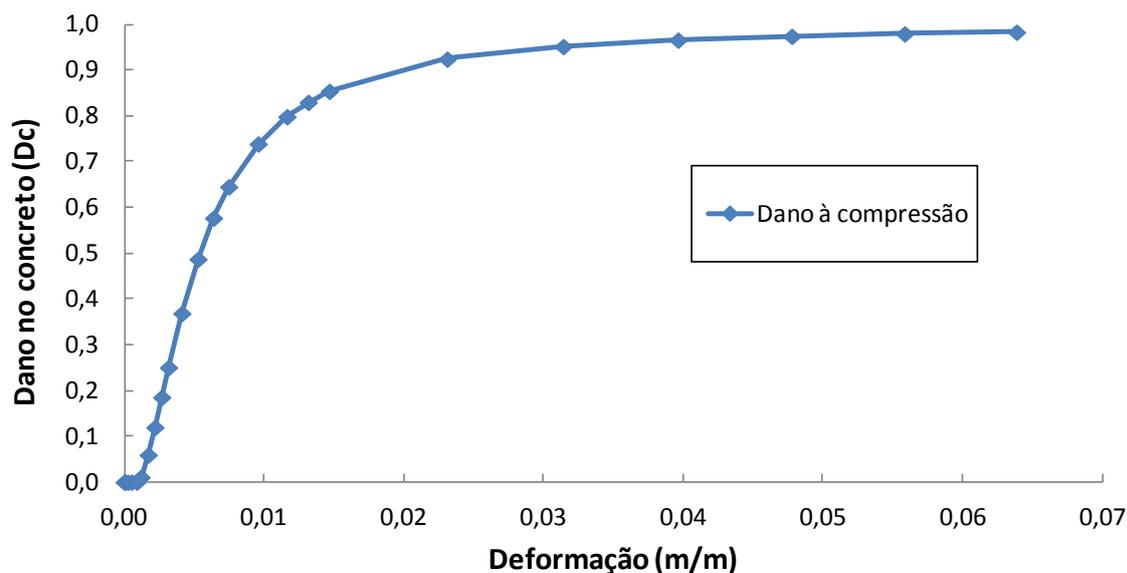


Figura 4-17 – Evolução do parâmetro de dano à compressão do concreto para o modelo com 8 parafusos.

A equação descrita no trabalho de Barr and Lee (2003), desenvolvida a partir da proposta de Van Gysel e Taerwe (1996), concede ao usuário maior liberdade de ajuste para curva de compressão do concreto por meio do parâmetro η_2 . Neste trabalho o valor de η_2 que melhor calibrou os modelos B4 e B8 foi 2,5.

4.4.1.2 Comportamento do concreto submetido à tração

O concreto submetido à tração apresenta um comportamento elástico linear até alcançar a resistência média à tração (f_{ctm}). A partir deste valor, há uma queda brusca na curva de resistência e uma redução na rigidez do concreto devido à abertura de fissuras.

Segundo Simulia (2014), o comportamento à tração uniaxial em domínio plástico do concreto pode ser definido por uma relação tensão *versus* deformação, conforme Figura 4-10(a). Entretanto, de acordo com Silva (2013), em casos com pouca ou nenhuma armadura, esta abordagem pode gerar resultados sensíveis à malha. Portanto, há uma representação alternativa sugerida no Simulia (2014) baseada no critério da energia de fratura.

A energia de fratura G_f é um parâmetro do material que descreve a quantidade de energia necessária para abrir-se uma unidade de área de fissura. Com base neste critério, vários autores desenvolveram modelos representativos por meio de diagramas lineares, bi-lineares e não-lineares para representar o comportamento do concreto submetido à tração.

Nos trabalhos de Cardoso (2014) e Aguiar (2015), o modelo utilizado foi baseado em um diagrama desenvolvido por Silva (2013). O autor define pares ordenados de tensão (σ_t) e deslocamento (u), onde a tensão é relacionada ao f_{cm} e o deslocamento é a abertura da fissura. Este foi também o modelo utilizado por Cardoso *et al.* (2014) no desenvolvimento dos modelos numéricos referentes aos ensaios com 4 e 8 parafusos, B4 e B8.

Tabela 4-2 – Pares ordenados para a definição do comportamento pós-crítico do concreto à tração (Silva, 2013).

| σ_t (MPa) | u (mm) |
|------------------|----------|
| f_{ctm} | 0,00 |
| $0,60f_{ctm}$ | 0,05 |
| $0,30f_{ctm}$ | 0,15 |
| $0,05f_{ctm}$ | 0,50 |

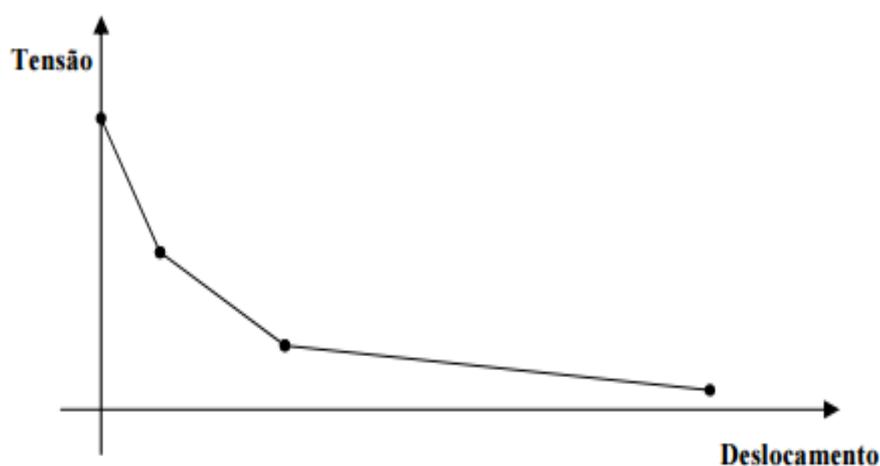


Figura 4-18 – Aspecto da curva que descreve a abertura das fissuras no concreto para um dado f_{ck} , (Silva, 2013).

Neste trabalho, entretanto, adotou-se o modelo não-linear polinomial cúbico baseado nas equações matemáticas de Bézier, desenvolvido por Kim e Nguyen (2010). Os autores avaliaram diversas curvas tensão *versus* abertura de fissura na fase pós-pico e concluíram que este modelo é o que melhor representa o comportamento do concreto à tração. A Equação (4-13) apresenta a formulação de cálculo para este modelo e a Figura 4-19 apresenta a tipologia da curva normalizada.

$$\left[\frac{w}{w_c}(t), \frac{\sigma_t}{f_{ctm}}(t) \right] = (1-t)^3 P_0 + 3(1-t)^2 t P_1 + 3(1-t)t^2 P_2 + t^3 P_3 \quad (4-13)$$

onde:

w/w_c e σ_t/f_{ctm} são pares de coordenadas normalizados em função do tempo t , tal que $0 \leq t \leq 1$.

P_0, P_1, P_2, P_3 são parâmetros que ajustam as coordenadas das curvas de Bézier. Para este trabalho adotou-se os valores propostos por Kim e Nguyen (2010) e apresentados na matriz da Figura 4-19;

f_{ctm} é o valor da resistência à tração do concreto, neste caso 3,87 MPa (4 parafusos) e 3,97 MPa (8 parafusos);

w_c é o valor da abertura de fissura fictícia.

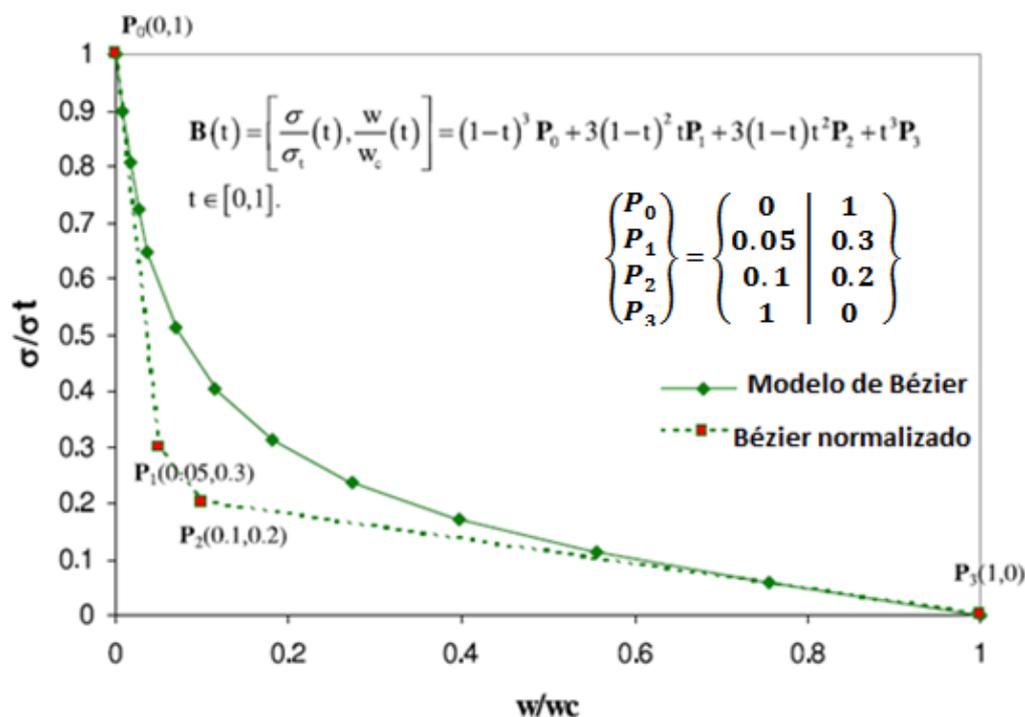


Figura 4-19 – Tensão *versus* abertura de fissuras baseado no modelo matemático de Bézier (adaptado de Kim e Nguyen, 2010).

No presente trabalho avaliou-se as dimensões fictícias de aberturas de fissuras (w_c) para os valores de 2 mm, 4 mm e 6 mm. Nas Figuras 4-20 e 4-21 tem-se as curvas para os modelos com 4 e 8 parafusos.

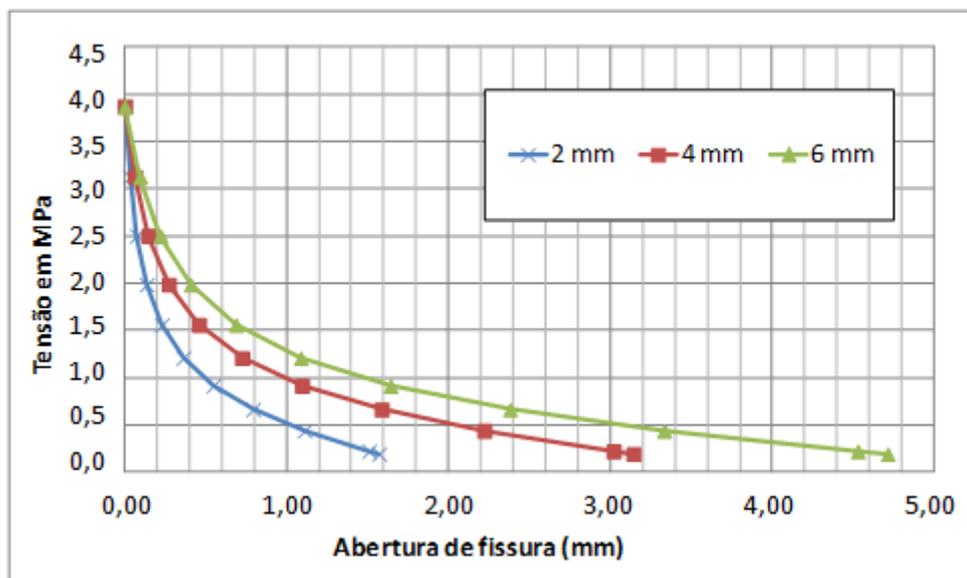


Figura 4-20 – Gráfico tensão *versus* abertura de fissuras para o modelo com 4 parafusos.

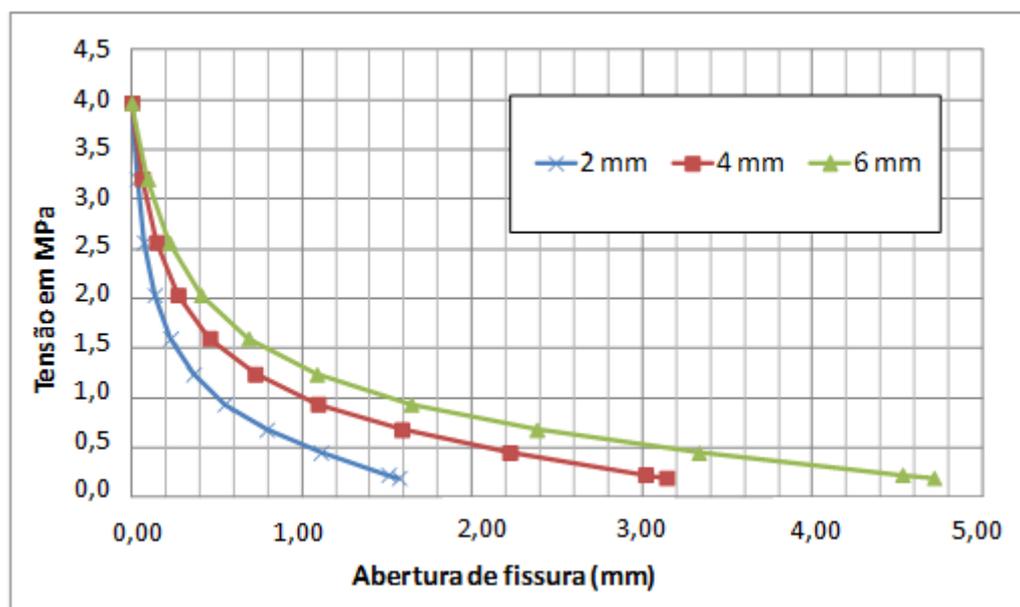


Figura 4-21 – Gráfico tensão *versus* abertura de fissuras para o modelo com 8 parafusos.

Nas Figuras 4-22 e 4-23 encontram-se as curvas que representam o parâmetro de dano do concreto à tração referente às tensões e deformações apresentados na Figura 4-20 e na Figura 4-21, para os modelos com 4 e com 8 parafusos, respectivamente.

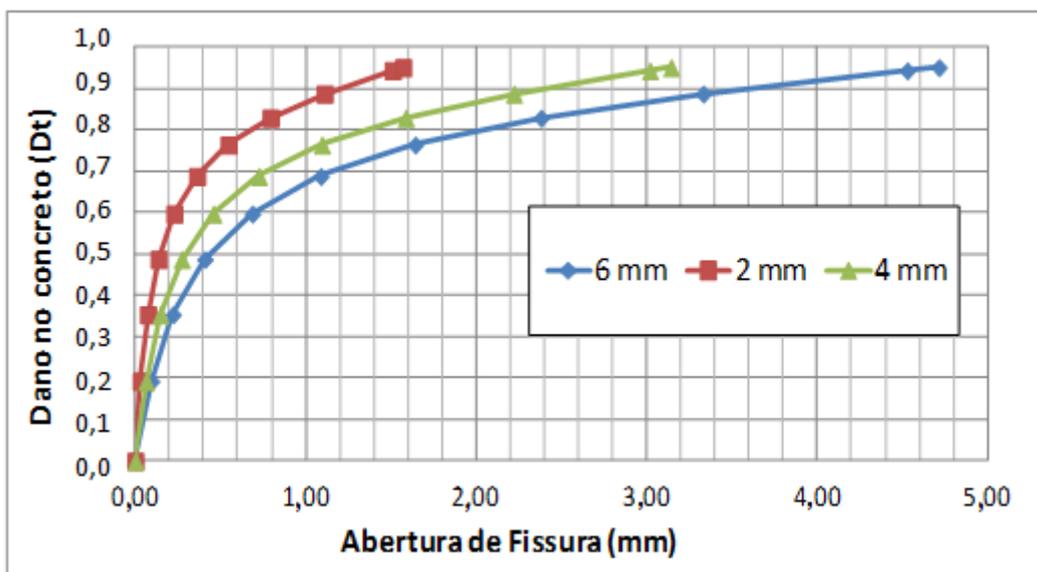


Figura 4-22 – Evolução do parâmetro de dano do concreto à tração para o modelo com 4 parafusos.

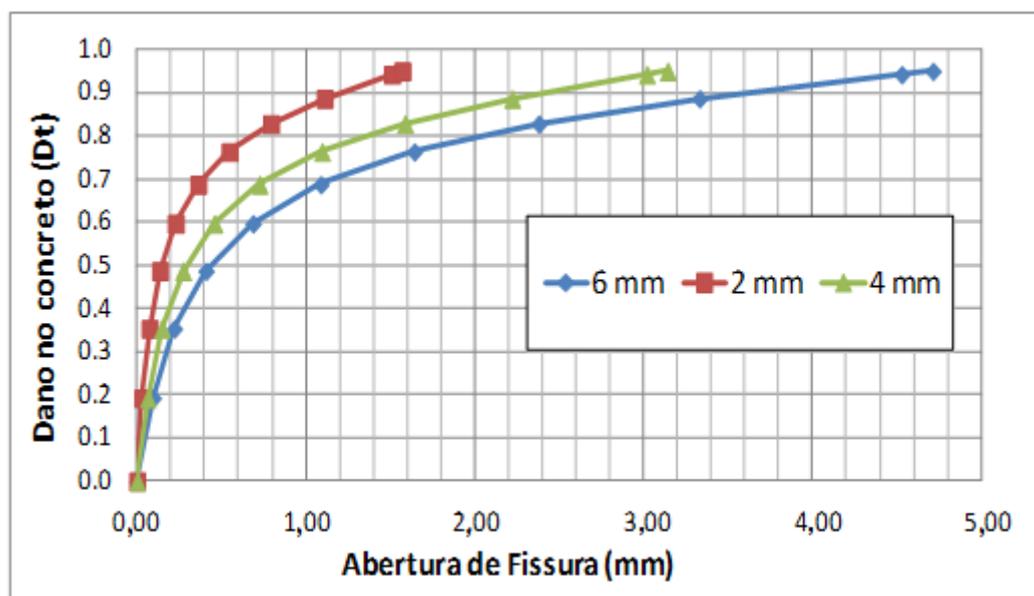


Figura 4-23 – Evolução do parâmetro de dano do concreto à tração para o modelo com 8 parafusos.

Verificou-se por meio da medição da fissura com o auxílio de um paquímetro no LAEES (Figura 4-24) que a curva que melhor representou o que foi visto experimentalmente foi a curva para a abertura de fissura de 2,0 mm. Na Figura 4-25 tem-se as imagens do dano do concreto à tração (*DamageT*) do modelo calibrado com 8 parafusos extraídas do programa ABAQUS para os três valores de abertura.



Figura 4-24 – Abertura da fissura medida por um paquímetro (LAEES) – Modelo B8-3.

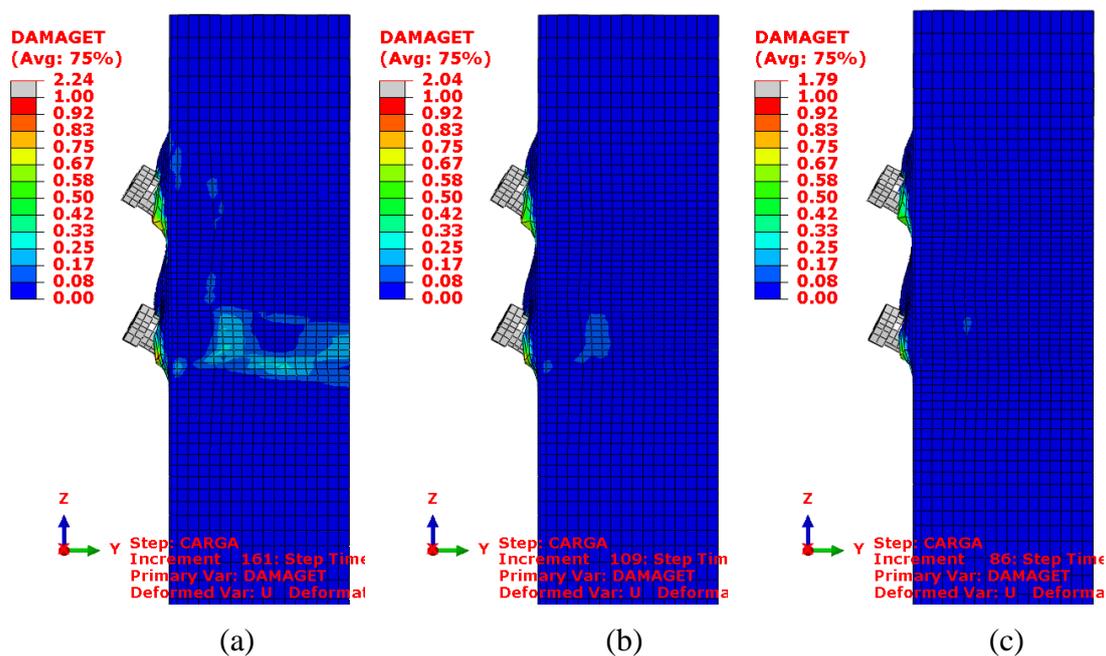


Figura 4-25 – Dano no concreto à tração do modelo numérico com 8 parafusos, considerando à proposta de Kim e Nguyen (2010) para (a) 2mm; (b) 4mm (c) 6mm.

Entretanto, o valor de w_c não influencia significativamente na força máxima do modelo, conforme pode ser visto no gráfico da Figura 4-26. Os modelos 8p-CALIBRADO, 8p-CALIBRADO-4mm e 8p-CALIBRADO-6mm representam os modelos com 8

parafusos e abertura fictícia de fissura $w_c = 2$ mm, $w_c = 4$ mm e $w_c = 6$ mm, respectivamente.

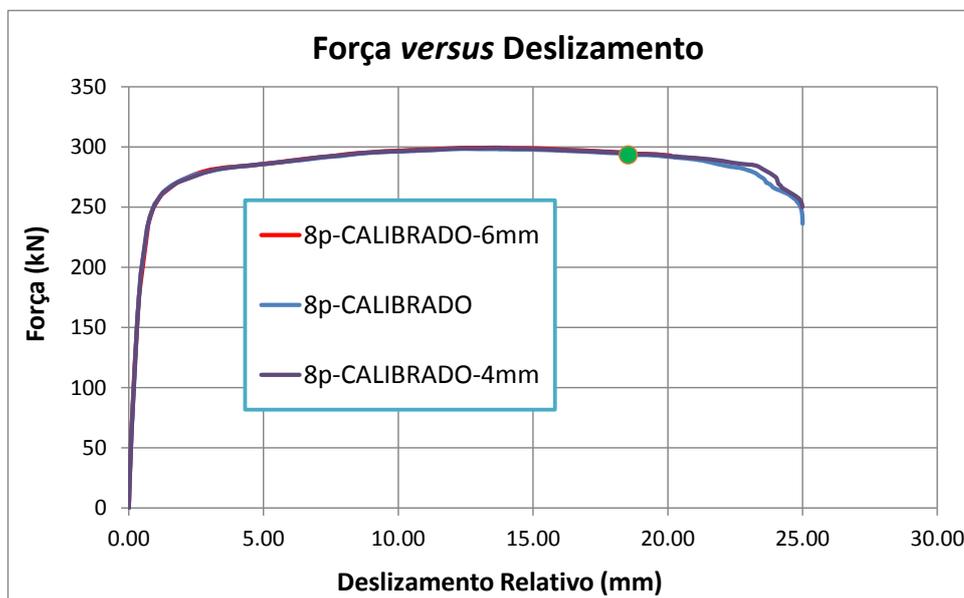


Figura 4-26 – Influência da dimensão de abertura de fissura e força máxima atingida pelo modelo numérico de 8 parafusos.

4.4.1.3 Outros parâmetros do Concrete Damaged Plasticity

Além da definição das curvas que representam o concreto quando submetido à esforços de tração e compressão que são *inputs* fundamentais na utilização do *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*, existem outros parâmetros também importantes para descrever o comportamento do concreto. Segundo Aguiar (2015) estes parâmetros governam a expansão das equações de comportamento do material em estado uniaxial para o estado multiaxial. Estes parâmetros estão relacionados abaixo.

- a) K_c : este parâmetro está relacionado ao material utilizado e é pertinente aos termos da função de LUBLINER *et al.* (1989) que diferenciam-na da equação de Drucker-Prager. Segundo Aguiar (2015) K_c é definido pela razão entre o segundo invariante de tensão no meridiano de tração e o segundo invariante de tensão no meridiano de compressão. K_c é dado pela Equação (4-14).

$$K_c = \frac{\gamma + 3}{2\gamma + 3} \quad (4-14)$$

onde:

γ é um coeficiente que se relaciona à função de escoamento somente para o estado de compressão triaxial e pode ser determinado comparando as condições de escoamento ao longo dos meridianos de tração e compressão.

Segundo os experimentos de Lubliner *et al.* (1989), prova-se que K_c pode ser tomado como uma constante igual a $2/3$ para o concreto, o que leva a um $\gamma = 3$.

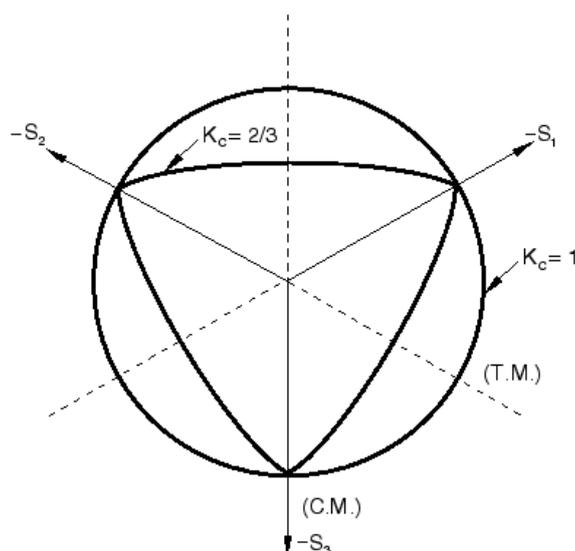


Figura 4-27 – Influência do parâmetro K_c sobre a forma da superfície de escoamento, SIMULIA (2014).

Neste trabalho, na pesquisa de Cardoso *et al.* (2014) e na maioria das bibliografias pesquisadas, utiliza-se o valor de $2/3$ para este parâmetro. Entretanto, segundo Tao *et al.* (2013), K_c pode ser obtido através da Equação (4-15).

$$K_c = \frac{5,5}{5 + 2 (f'c)^{0,075}} \quad (4-15)$$

Onde $f'c$ é a resistência uniaxial à compressão do concreto.

Nas Figuras 4-28 e 4-29 tem-se gráficos comparativos retirados do trabalho de Tao *et al.* (2013) sobre a influência do parâmetro K_c na curva força *versus* deformação de um pilar circular e de um pilar quadrado.

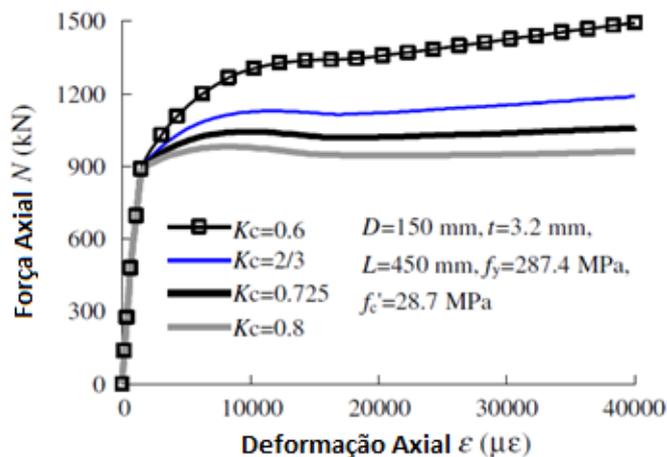


Figura 4-28 – Influência do parâmetro K_c na curva força *versus* deformação em um pilar circular, adaptado de Tao *et al.* (2013).

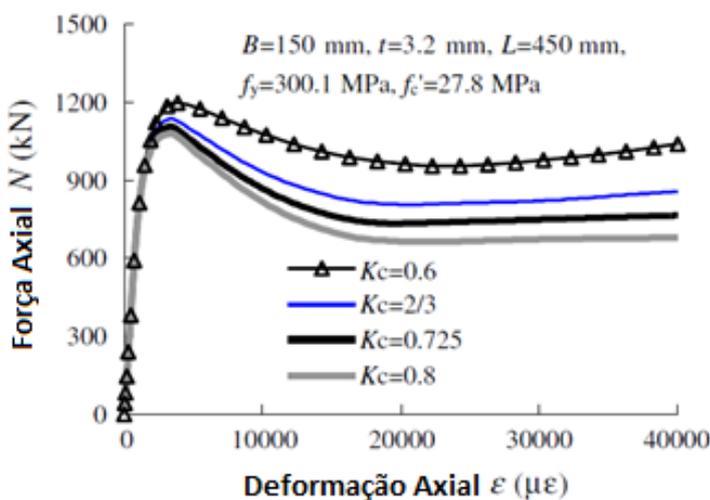


Figura 4-29 – Influência do parâmetro K_c na curva força *versus* deformação em um pilar quadrado, adaptado de Tao *et al.* (2013).

- b) Ângulo de dilatância (ψ): de acordo com Aguiar (2015) este parâmetro está relacionado à inclinação que o potencial plástico alcança para altas tensões de confinamento e pode ser interpretado fisicamente, segundo Kmiecik e Kaminski (2011) como o ângulo interno do concreto. Para valores mais baixos de ψ o material irá apresentar comportamento frágil, enquanto que, para valores mais elevados, o material irá apresentar um comportamento mais dúctil.

Segundo Tao *et al.* (2013) este parâmetro pode ser obtido através da Equação (4-16):

$$\psi = \begin{cases} 56,3(1 - \xi_c) & \text{para } \xi_c \leq 0,5 \\ 6,672e^{\frac{7,4}{4,64 + \xi_c}} & \text{para } \xi_c > 0,5 \end{cases} \quad (4-16)$$

onde:

ξ_c é o fator de confinamento igual a $\xi_c = \frac{A_s f_y}{A_c f'_c}$, sendo A_s e A_c as áreas da

seção transversal do tubo e do concreto, respectivamente, e f_y e f'_c as resistências ao escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto, respectivamente.

Entretanto, essa equação é válida somente para pilares de seção circular. Para pilares de seção retangular, os autores sugerem considerar $\psi = 40^\circ$. Nas Figuras 4-30 e 4-31 tem-se os gráficos comparativos extraídos do trabalho de Tao *et al.* (2013) sobre a influência do parâmetro ψ no diagrama força *versus* deformação de um pilar de seção circular e de um pilar de seção quadrada.

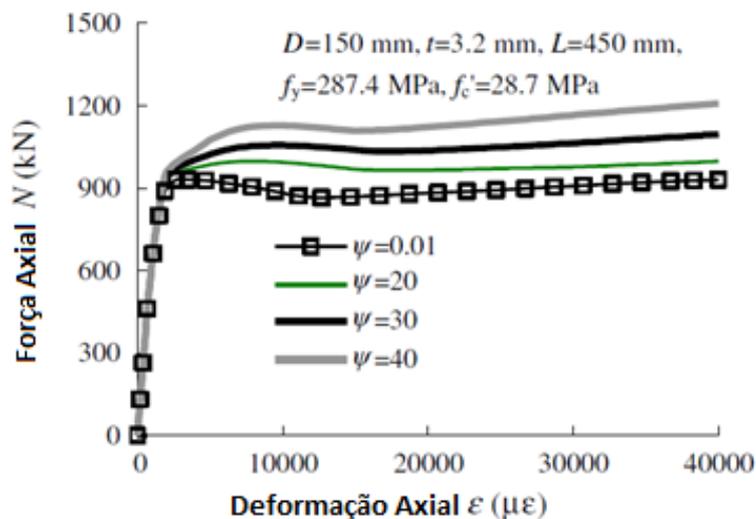


Figura 4-30 – Influência do parâmetro ψ na curva força *versus* deformação em um pilar circular, adaptado de Tao *et al.* (2013).

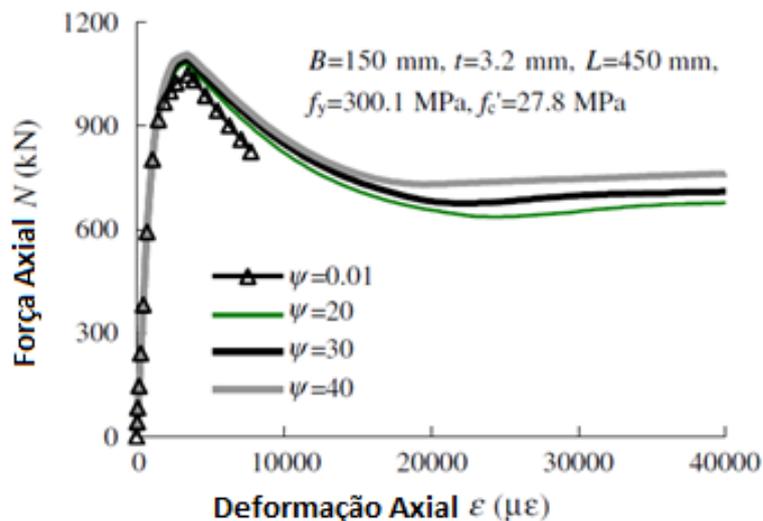


Figura 4-31 – Influência do parâmetro ψ na curva força versus deformação em um pilar quadrado, adaptado de Tao *et al.* (2013).

O valor a ser adotado para o ângulo de dilatância do concreto, também não é consenso entre estudiosos e usuários do *CDP*. Silva (2013), Pavlovic *et al.* (2013), Cardoso (2014), Aguiar (2015) e Yan *et al.* (2016) consideraram o ângulo de 36° , Starossek e Falah (2008a) adotaram o valor de 15° , Ivorra *et al.* (2010) e Han *et al.* (2007) utilizam o valor de 30° e Tao *et al.* (2013), Thai *et al.* (2014) e Genikomsou e Polak (2015) consideraram 40° .

Neste trabalho, diversos ângulos entre 15° e 40° , foram testados e o que melhor se adequou foi o valor de 40° . Entretanto, nos modelos desenvolvidos por Cardoso *et al.* (2014) o valor adotado foi de 36° .

- c) Excentricidade (ϵ): A excentricidade é o parâmetro que define a taxa que a função hiperbólica potencial plástica de Drucker-Prager usada no *CDP* se aproxima da assíntota. Os autores Pavlovic *et al.* (2013), Tao *et al.* (2013), Cardoso (2014), Thai *et al.* (2014), Aguiar (2015), Genikomsou e Polak (2015) utilizaram o valor de 0,1, enquanto Silva (2013) adotou 0. Neste trabalho e no trabalho de Cardoso *et al.* (2014) adotou-se 0,1.

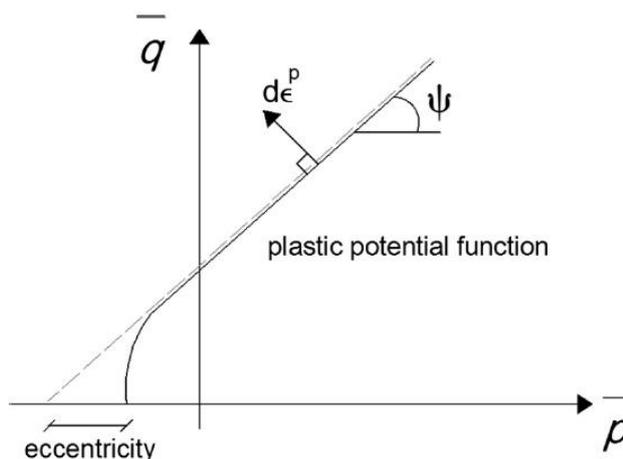


Figura 4-32 - Representação gráfica do ângulo de dilatação e da excentricidade no plano meridiano (Genikomsou e Polak, 2015)

- σ_{b0}/σ_{c0} : parâmetro que estabelece a razão entre a tensão de escoamento em estado biaxial e estado uniaxial. Segundo Lubliner *et al.* (1989), através de ensaios experimentais, conclui-se que para o concreto, esta razão estará entre 1,10 e 1,16. Segundo Tao *et al.* (2013), resultados experimentais para de σ_{b0} são muito escassos. Portanto, a maioria dos usuários do *CDP* utilizam valores empíricos entre 1,10 e 1,16. Os pesquisadores Han *et al.* (2007), Pavlovic *et al.* (2013), Silva (2013), Cardoso (2014), Aguiar (2015) e Genikomsou e Polak (2015) adotam o valor de 1,16.

Os pesquisadores Papanikolaou e Kappos (2007), por meio de 14 referências baseadas em testes experimentais propuseram uma equação capaz de definir esta razão em função da resistência à compressão do concreto (f_c'), conforme Equação 4-17:

$$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,5(f_c')^{-0,075} \quad (4-17)$$

Esta equação é também considerada nos trabalhos de Thai *et al.* (2014) e Tao *et al.* (2013). Mas para o concreto convencional o valor de 1,16 é adequado. Aplicando a equação para o concreto dos modelos com 4 e 8 conectores, para valores de f_{cm} de 41,82 MPa e 43,79 MPa, obtém-se aproximadamente $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,13$. Entretanto, o valor de 1,16 calibrou melhor a curva e adotou-se este

valor no presente trabalho, o qual também foi adotado por Cardoso *et al.* (2014). Na Figura 4-333 tem-se a representação gráfica de σ_{b0} e σ_{c0} .

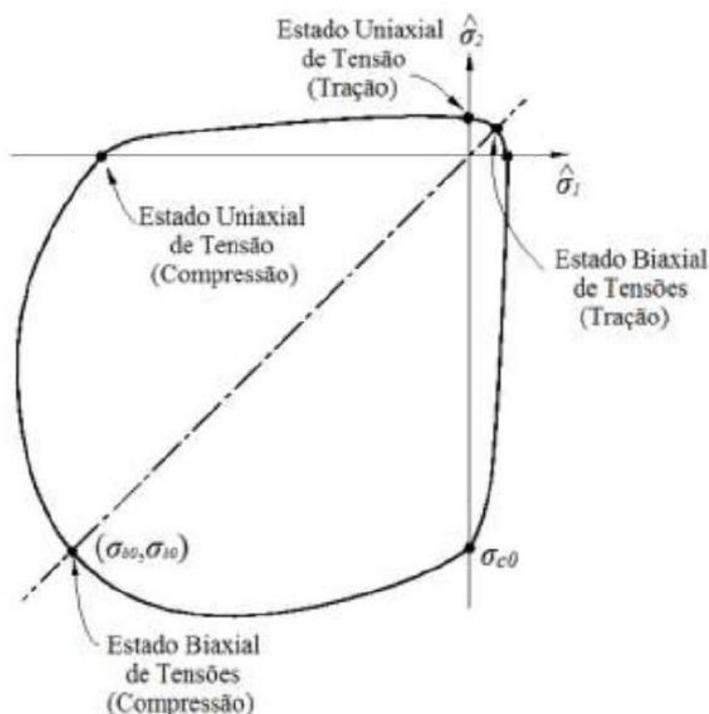


Figura 4-33 – σ_{b0} e σ_{c0} no plano biaxial da superfície de escoamento de Lubliner *et al.* (1989) (Aguiar, 2015).

- Parâmetro de viscosidade (μ): Segundo a documentação do ABAQUS (Simulia, 2014), este parâmetro representa o tempo de relaxamento do sistema viscoplástico e tem como função contornar problemas relacionados à convergência dos modelos numéricos. Baseado no modelo generalizado de Duvant-Lions, segundo SIMULIA (2014), a solução mais apropriada para o sistema viscoplastico ocorre quando a relação $t/\mu \rightarrow \infty$ é satisfeita, onde t representa o tempo do incremento. Por isso, valores baixos de μ em relação ao tempo de incremento normalmente ajudam a solucionar problemas de convergência do modelo, sem comprometimento dos resultados.

Para este parâmetro também encontram-se divergências entre usuários do *CDP*. Aguiar (2015) e Cardoso (2014) definiram este valor como 0,1. Silva (2013), Tao *et al.* (2013) e Thai *et al.* (2014), consideraram 0 e Malm (2006) definiu como 10^{-7} .

Para Genikomsou e Polak (2015), μ deve estar em torno de 15% do valor do tempo do incremento para que a solução seja melhorada sem que haja mudanças no resultado. Em sua pesquisa, os autores testaram os dois valores 0,00005 e 0,00001 e escolheram este último como o mais adequado.

Neste trabalho, o valor que apresentou melhor convergência foi o de 0,00005. Cardoso *et al.* (2014) adotaram o valor de 0,1, entretanto é difícil comparar estes dois valores, tendo em vista que o tempo de incremento depende do método de convergência utilizado e o método adotado por Cardoso *et al.* (2014) foi o *Static, Riks*, enquanto que neste trabalho adotou-se o *Dynamic, Implicit*. Sendo assim, os tempos considerados foram diferentes e, portanto, é coerente que o parâmetro μ que melhor se adequa a cada modelo seja diferente.

Todos os parâmetros apresentados neste item estão resumidos na Figura 4-34, extraída do programa ABAQUS v.6.14.

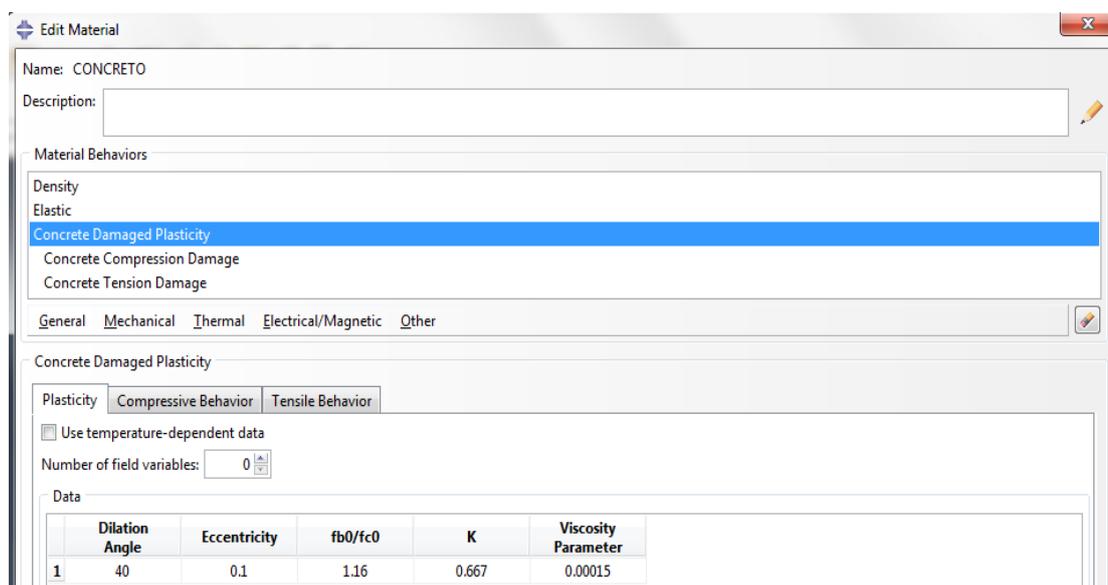


Figura 4-34 – Parâmetros do *Concrete Damaged Plasticity* (ABAQUS v.6.14).

4.4.2 Aço

Os diagramas tensão *versus* deformação dos aços do parafuso, do rebite e do perfil foram definidos com base nos trabalhos de Almeida (2012), Aguiar (2015) e Cardoso (2014), considerando o modelo elastoplástico com encruamento.

O traçado dos diagramas é definido por um trecho elástico linear, um patamar de escoamento e um pico de encruamento. O trecho elástico é limitado à resistência ao escoamento do aço e a deformação correspondente (ϵ_{yb}), calculada através da lei de Hooke.

O patamar de escoamento foi definido até a resistência de $1,01 \cdot f_y$ e deformação de $10\epsilon_{yb}$. A tensão no pico do encruamento foi definida como sendo a resistência à ruptura do aço e a deformação para o rebite e para o parafuso foi considerada igual a $25\epsilon_{yb}$. Para o perfil, este valor foi de $100\epsilon_{yb}$, conforme as Figura 4-35, Figura 4-36 e 4-37.

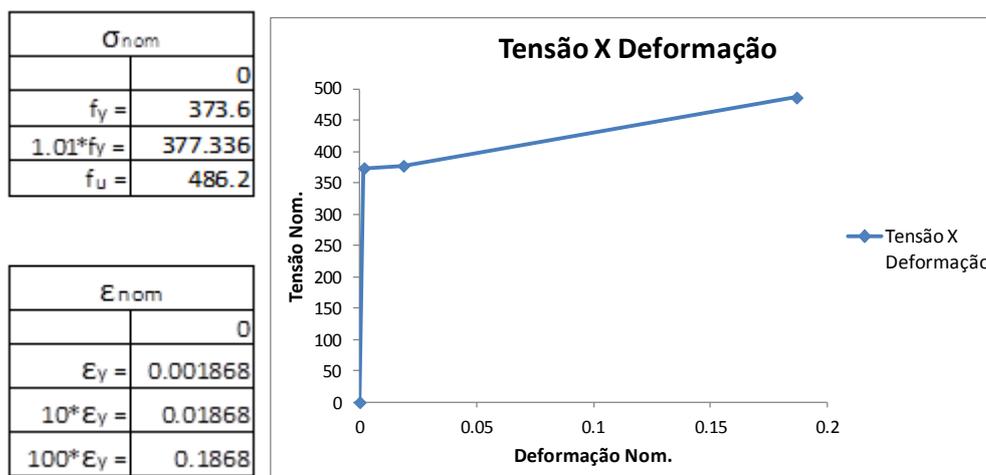


Figura 4-35 – Diagrama tensão *versus* deformação do perfil de aço.

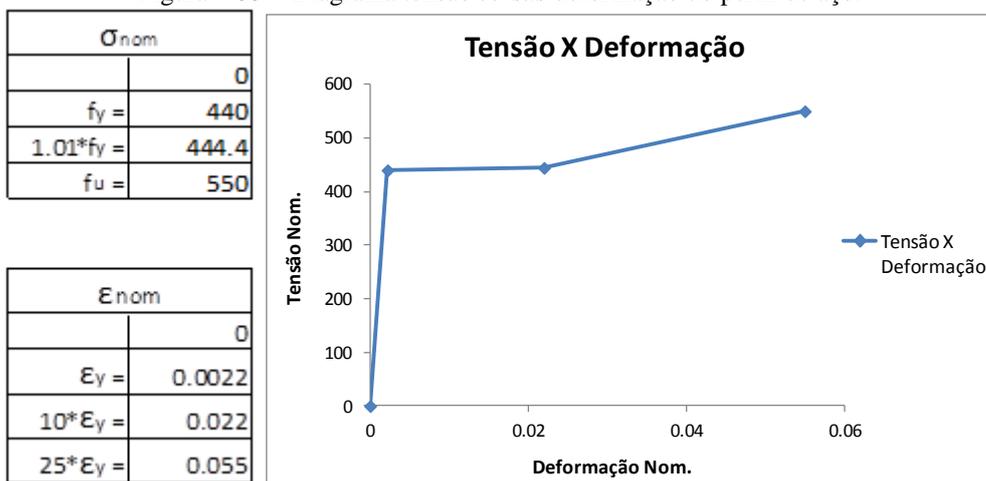


Figura 4-36 – Diagrama tensão *versus* deformação do parafuso.

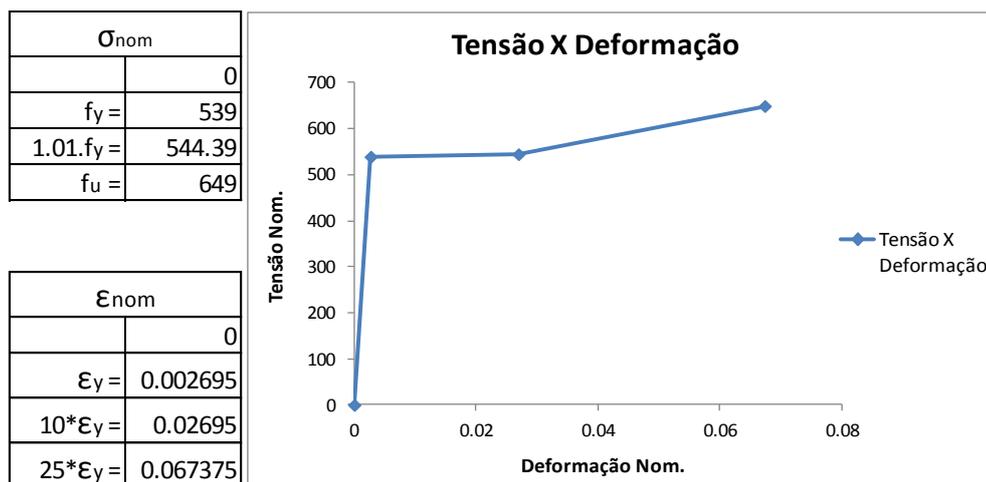


Figura 4-37– Diagrama tensão *versus* deformação do rebite.

4.5 Contatos

Uma vez realizada a modelagem dos elementos, rebite, parafuso, concreto e perfil, foi necessário definir a interação entre eles. No módulo *Interactions* do ABAQUS é possível definir as interações entre duas superfícies de elementos em contato, por meio do método de discretização do tipo *surface-to-surface*. A busca por essas superfícies foi realizada de forma automatizada pela ferramenta *Find Contact Pairs*, na qual define para o usuário as os pares de superfícies em contato.

Após encontradas todas as superfícies em contato, foram definidos os tipos de interações entre elas. Em todos os pares de superfícies foi adotado o contato do tipo *hard*, que admite mínima penetração entre as superfícies e a separação entre elas após o contato. O contato tangencial foi simulado através do modelo de atrito de Coulomb, *Coulomb friction model*.

Foram avaliados individualmente os pares de contato para investigação da rigidez de cada elemento, a fim de definir a superfície *master* e a superfície *slave*, sendo o material com maior rigidez considerado *master* e o com menor rigidez considerado *slave*.

Na interface entre o rebite e o corpo do parafuso e na interface entre o rebite e a parede do perfil de aço foi considerado um engastamento perfeito, simbolizado pelo *constraint* do tipo *tie*. Este *constraint* permite simular o efeito de rosqueamento que ocorre na ligação

entre o parafuso e o rebite e a completa aderência entre o rebite e o perfil de aço devido ao processo de rebitagem.

Nas demais interações entre os materiais, o coeficiente de atrito estático foi considerado nulo. Houve um processo de calibração deste coeficiente de atrito, uma vez que nas literaturas encontram-se divergências sobre qual valor adotar. Almeida (2012) sugere adotar este coeficiente como 1,0 para simular o efeito da rosca, Han *et al.* (2007) consideram-o como 0,6, Yan *et al.* (2016) adotam 0,4, Thai *et al.* (2014) sugerem adotar o valor de 0,25, Pavlovic *et al.* (2014) especificam como 0,14 e Luo *et al.* (2016) e Silva (2013) sugerem considerá-lo nulo.

Entretanto, ao introduzir atrito entre o conector e o concreto nos modelos estudados neste trabalho, os resultados numéricos encontrados foram muito distantes daqueles obtidos experimentalmente. A força resistente do modelo aumentava em aproximadamente 20% (quando considerado o coeficiente de atrito igual a 0,5). Desta forma, optou-se por desconsiderar o atrito entre conector e concreto, assim como fizeram Cardoso *et al.* (2014).

A única diferença neste quesito entre este trabalho e o de Cardoso *et al.* (2014) é referente à interação entre o parafuso e o rebite. Cardoso *et al.* (2014) adotaram um coeficiente de atrito igual a 1,0 enquanto, neste trabalho, optou-se por considerar esta interação como do tipo *tie*. Entende-se que o *tie* simboliza melhor fisicamente o rosqueamento pelos motivos já apresentados anteriormente.

Tabela 4-3 – Interações entre elementos.

| Interações | Propriedades de Contato | |
|-------------------|-------------------------|-------------------|
| | CARDOSO (2014) | PRESENTE TRABALHO |
| Concreto-Perfil | sem atrito | sem atrito |
| Concreto-rebite | sem atrito | sem atrito |
| Concreto-parafuso | sem atrito | sem atrito |
| Perfil-rebite | tie | tie |
| Perfil-parafuso | sem atrito | sem atrito |
| Rebite-parafuso | atrito igual a 1 | tie |

4.6 Carregamento

Os valores de carga e deslizamento relativo foram aferidos através da aplicação de incrementos de deslocamento em um ponto de referência denominado RP-1. Este ponto foi conectado aos nós da superfície de concreto no topo do pilar misto, por um *Constraint* denominado *Coupling*. Este *Constraint* permite que toda a superfície de concreto desloque-se como corpo rígido, até um deslocamento máximo prescrito definido pelo usuário. Para os modelos com 4 conectores o deslocamento máximo prescrito definido foi de 18 mm e para os de 8 conectores foi de 25 mm. Estes valores foram baseados nos deslizamentos máximos encontrados no ensaios experimentais para os modelos B4 e B8.

A partir das definições acima foi possível obter a força correspondente a cada incremento de deslocamento e plotar a curva força *versus* deslizamento relativo do modelo.

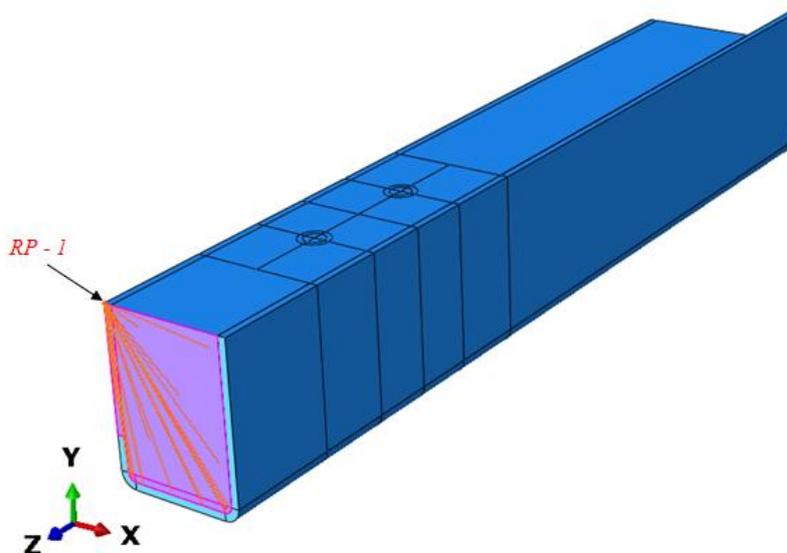


Figura 4-38 – Aplicação de deslocamento prescrito através do *Constraint Coupling* no modelo numérico com 8 conectores (ABAQUS v.6.14).

O método de análise adotado foi do tipo *Dynamic, Implicit*, para uma aplicação de incremento do tipo *quasi-static*, disponível em ABAQUS/Explicit do programa ABAQUS v.6.14. Segundo Genikomsou e Polak (2015), este é um método dinâmico, porém pode ser utilizado em problemas estáticos com baixos carregamentos, sendo apropriado para problemas não lineares que envolvem esforços cisalhantes e perda de rigidez do concreto.

Portanto, para simular a influência do atuador hidráulico e a perda de rigidez do concreto durante o processo de carregamento, considerou-se este método de análise. Além disso, ao compará-lo com o método estático, *Static, Riks* do ABAQUS/Standard, adotado no trabalho de Cardoso *et al.* (2014), notou-se que com este método consegue-se uma convergência melhor. A Tabela 4-4 resume as definições de carregamento adotadas neste trabalho e na pesquisa de Cardoso *et al.* (2014).

Tabela 4-4 – Método de convergência e carregamento aplicado.

| Modelo Experimental | Método de convergência | | Carregamento aplicado | |
|---------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| | CARDOSO (2014) | PRESENTE PESQUISA | CARDOSO (2014) | PRESENTE PESQUISA |
| B4 | <i>Static, Riks</i> | <i>Dynamic, Implicit</i> | Pressão de 1 N/mm ² | Deslocamento prescrito de 18 mm |
| B8 | <i>Static, Riks</i> | <i>Dynamic, Implicit</i> | Pressão de 1 N/mm ² | Deslocamento prescrito de 25 mm |

4.7 Resultados Numéricos

Diversos parâmetros foram analisados, conforme explicitado nos itens anteriores até obter-se os modelos numéricos que melhor representam os experimentos com 4 e com 8 conectores (modelos B4 e B8), considerado calibrados.

Para cada modelo testado realizou-se uma análise do diagrama força (kN) *versus* deslizamento relativo (mm) e observou-se também se os aspectos visuais do modelo numérico assemelhavam-se àqueles observados experimentalmente, tais como: o dano à tração que caracteriza o surgimento de fissuras no concreto, o dano à compressão que demonstra o desgaste do concreto e perda de rigidez, a rotação do conector e o escoamento do perfil de aço e do conector.

Nos gráficos da Figura 4-39 e da Figura 4-40 estão os resultados finais para os modelos considerados calibrados, denominados “4p-CALIBRADO” e “8p-CALIBRADO”. Estes resultados foram comparados aos resultados numéricos encontrados por Cardoso *et al.* (2014), representados pelas curvas denominadas “Modelo num B4n” e “Modelo num B8n” e aos resultados experimentais (B4-1,B4-2,B4-3 e B8-1,B8-2 e B8-3).

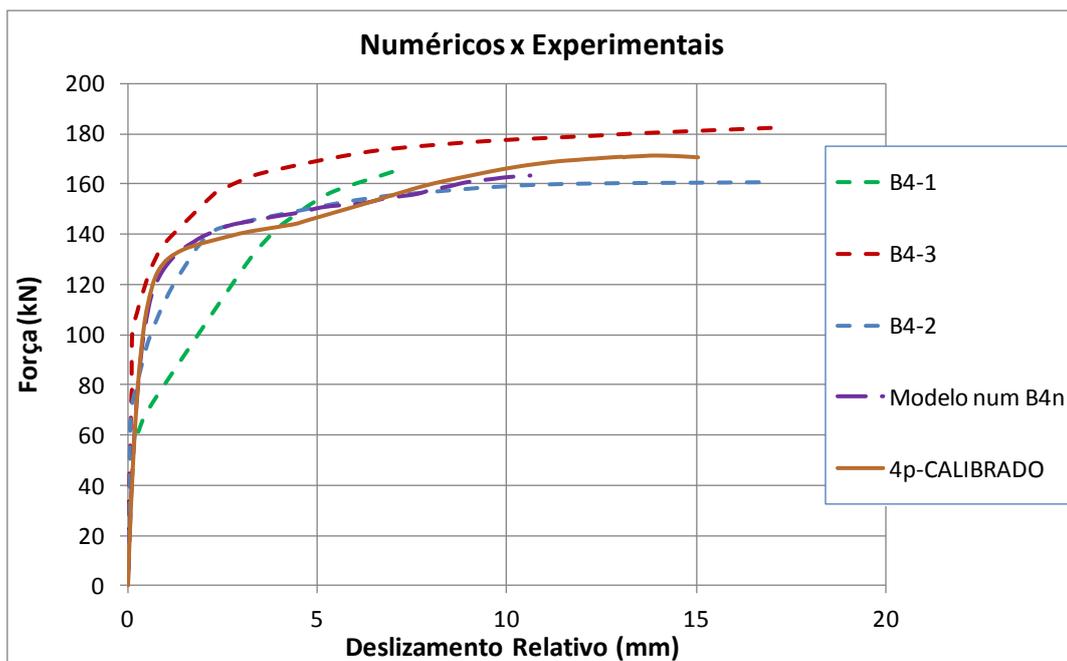


Figura 4-39 – Resultados numéricos, modelos com 4 parafuso, do presente trabalho *versus* resultados numéricos e experimentais de Cardoso *et al.*(2014).

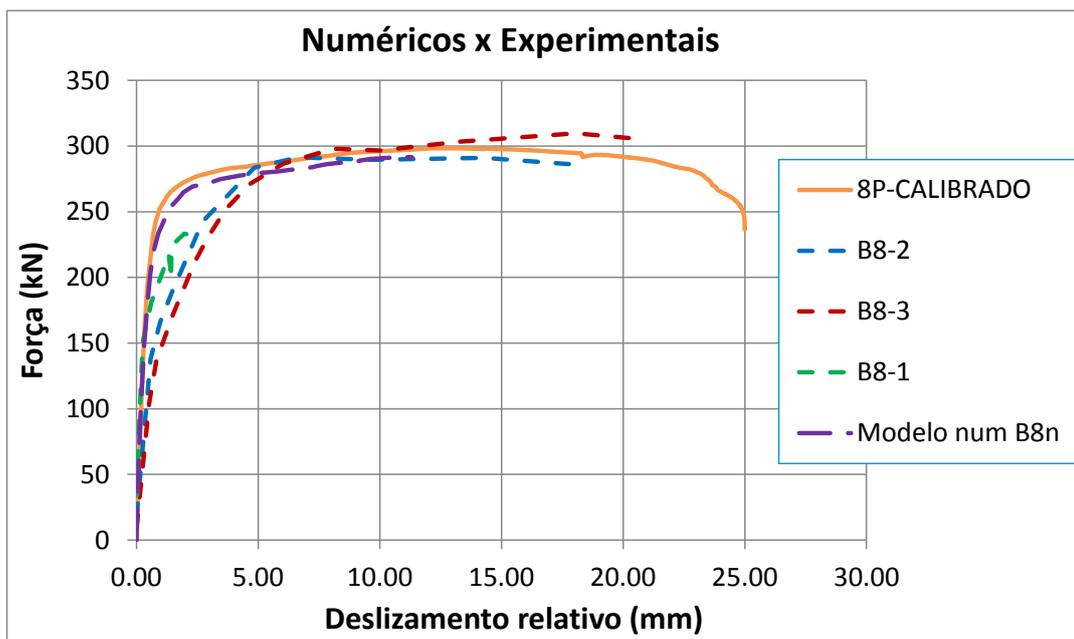


Figura 4-40 – Resultados numéricos, modelos com 8 parafuso, do presente trabalho *versus* resultados numéricos e experimentais de Cardoso *et al.*(2014).

Pelas Figuras 4-38 e 4-39, pode-se verificar que os modelos numéricos gerados e calibrados no presente trabalho apresentaram melhor convergência e melhores resultados em termos de força máxima encontrada que os modelos iniciais propostos por Cardoso *et al.* (2014). Entretanto, em termos de rigidez, obteve-se valores muito similares àqueles encontrados por Cardoso *et al.* (2014). Esta diferença entre a rigidez dos modelos

numéricos e a dos modelos experimentais pode ser atribuída à dois fatores principais: a existência de falhas e folgas na interface do concreto com o conector e na interface do rebite com o perfil de aço.

Outra possível justificativa para essa diferença de rigidez deve-se ao fato dos modelos terem sido feitos de maneira simplificada, isto é, somente $\frac{1}{4}$ da estrutura completa e aplicando-se as condições de contorno de dupla simetria. Nessas condições, os perfis estariam completamente unidos e a situação adequada e melhor representada seria a de solda contínua. Entretanto, os perfis ensaiados foram unidos por meio de solda intermitente e, por isso, pode ter havido essa diferença de rigidez observada entre os resultados experimentais e numéricos.

Nas Tabelas 4-5 e 4-6 são apresentadas comparações entre os dois trabalhos, onde B4 e B8 representam os valores médios obtidos experimentalmente, B4n e B8n, representam os valores numéricos encontrados no trabalho de Cardoso *et al.* (2014) e “B4-CALIBRADO” e “B8-CALIBRADO” representam os resultados encontrados no presente trabalho.

Tabela 4-5 – Resultados de força máxima e rigidez secante dos modelos B4, B4n e B4-CALIBRADO.

| Pesquisa | Modelo | P_u (kN) | $P_{u,con}$ (kN) | P_{Rk} (kN) | k_{sc} (kN/mm) |
|-------------------------------|---------------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| Experimental (valor médio) | B4 | 169,53 | 42,38 | 38,14 | 44,34 |
| Cardoso (2014) | B4n | 163,38 | 40,85 | 36,76 | 80,82 |
| Presente trabalho | B4-CALIBRADO | 171,13 | 42,78 | 38,50 | 80,00 |

Tabela 4-6 – Resultados de força máxima e rigidez secante dos modelos B8, B8n e B8-CALIBRADO.

| Pesquisa | Modelo | P_u (kN) | $P_{u,con}$ (kN) | P_{Rk} (kN) | k_{sc} (kN/mm) |
|-------------------------------|---------------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| Experimental (valor médio) | B8 | 277,81 | 34,72 | 31,25 | 34,25 |
| Cardoso (2014) | B8n | 291,57 | 36,45 | 32,80 | 77,31 |
| Presente trabalho | B8-CALIBRADO | 295,27 | 36,91 | 33,80 | 77,26 |

Ao desconsiderar-se o modelo B8-1, no qual apresentou um comportamento mais frágil em relação aos outros modelos devido à placa de aplicação de carga ter sido circular, a

média dos experimentais da série B8 torna-se igual a 300,10 kN. Sendo assim, os valores encontrados para força máxima dos modelos calibrados neste trabalho apresentaram erro menor que 2% em relação aos valores encontrados experimentalmente.

4.8 Análise dos Resultados

Nota-se que o modo de falha predominante observado nos modelos numéricos é compatível com o observado experimentalmente. Esta falha ocorre devido ao esmagamento e a perda de rigidez do concreto.

Nas Figuras Figura 4-41 e Figura 4-51 tem-se os gráficos força (kN) *versus* deslizamento relativo (mm) dos modelos numéricos com 4 parafusos e com 8 parafusos, onde os principais pontos estão identificados pelo incremento de carga e pelas coordenadas de deslizamento e força do modelo.

As imagens referentes aos pontos ilustram a evolução do deslocamento do parafuso (Figura 4-42 e Figura 4-43); escoamento do aço do parafuso (Figura 4-44), dano à compressão (Figura 4-45 e Figura 4-46), dano à tração (Figura 4-47 e Figura 4-48) e o escoamento do perfil de aço (Figura 4-49 e Figura 4-50), durante a aplicação contínua do carregamento.

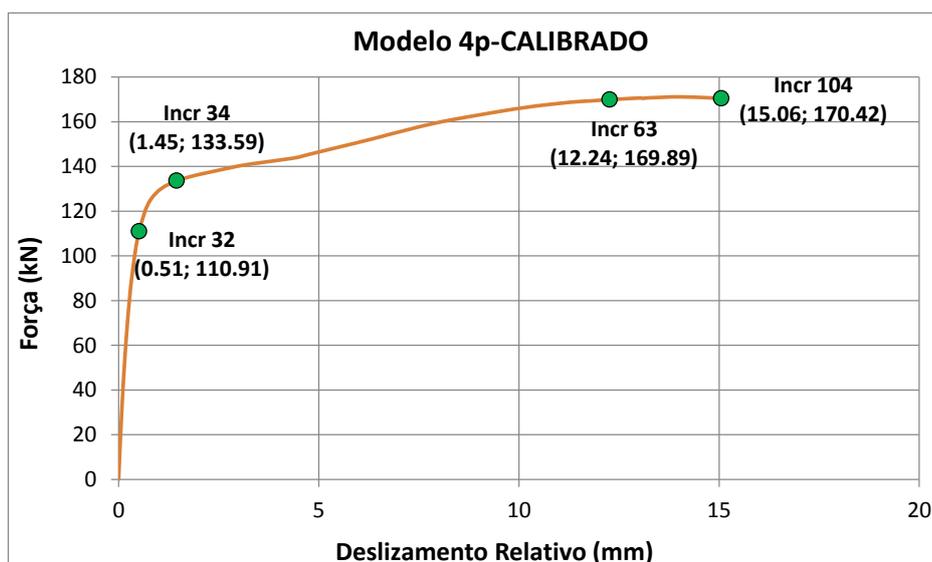


Figura 4-41 – Gráfico força (kN) *versus* deslizamento relativo (mm) do modelo calibrado 4p-CALIBRADO.

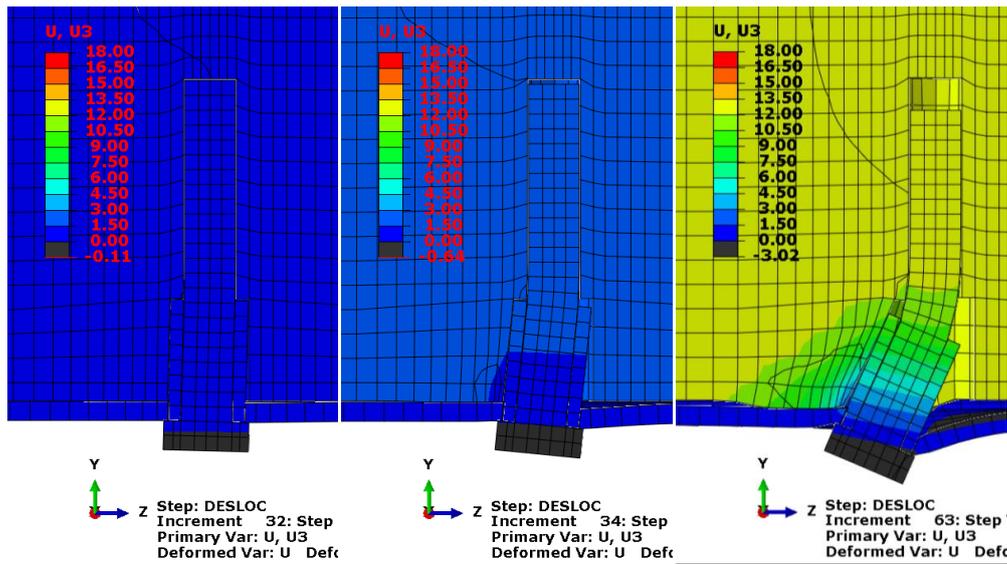


Figura 4-42 – Deslocamento do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63.

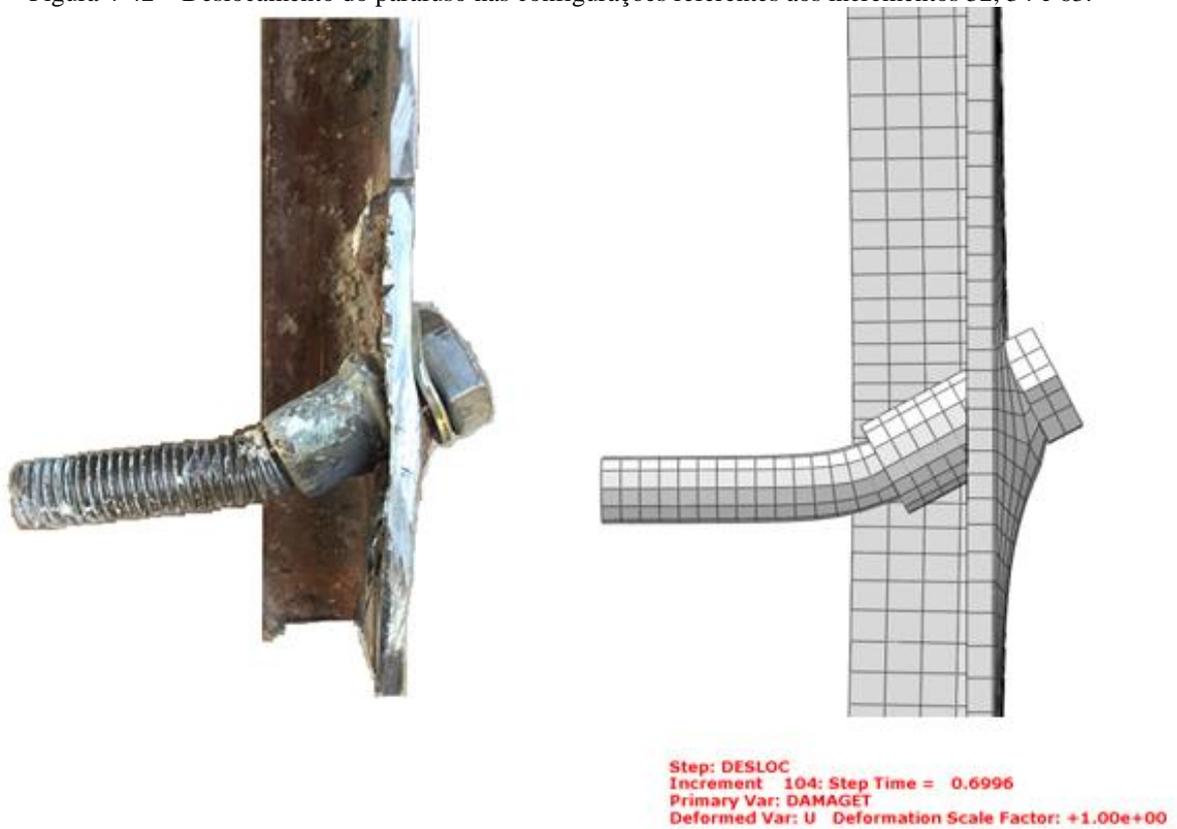


Figura 4-43 – Deslocamento do parafuso no incremento 104.

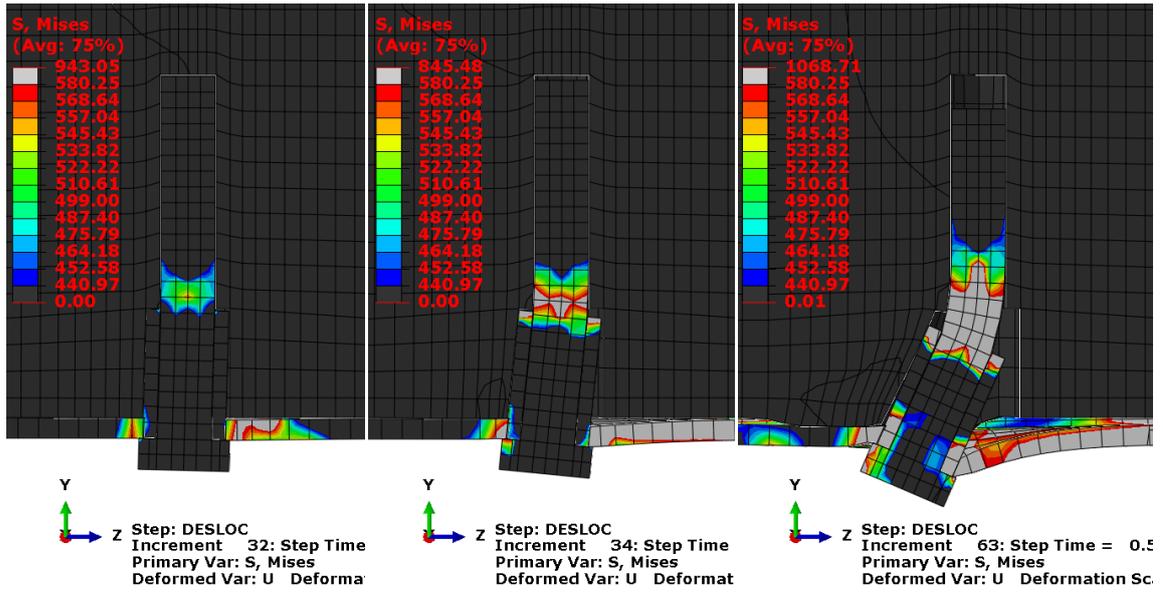


Figura 4-44 – Escoamento do aço do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63.

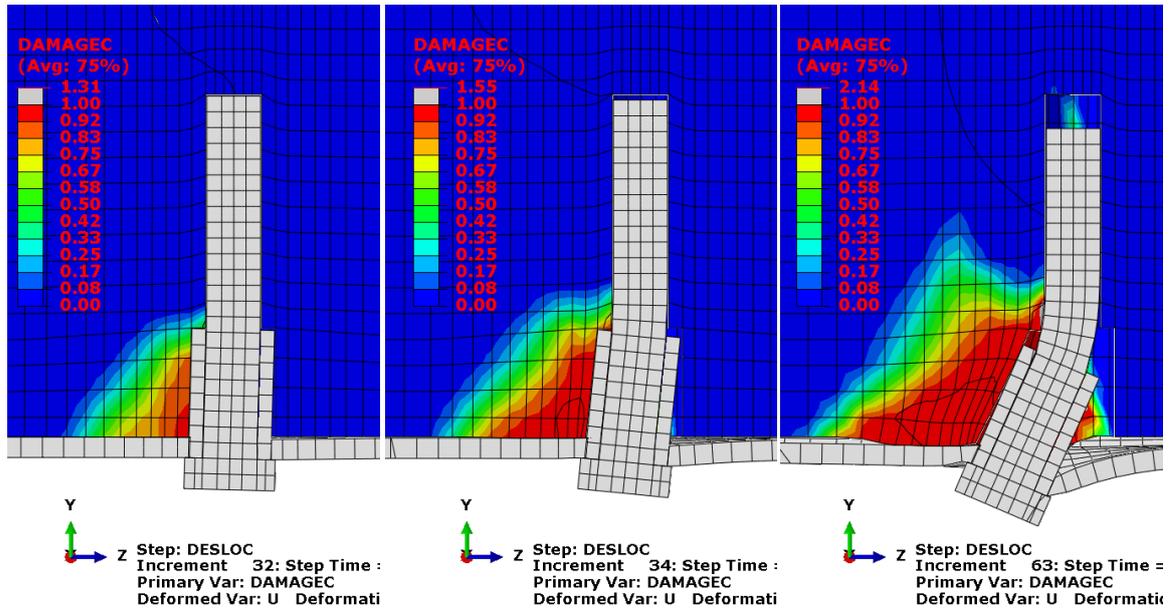


Figura 4-45 – Dano à compressão do concreto nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63.





Figura 4-46 – Dano à compressão do concreto no último incremento 104.

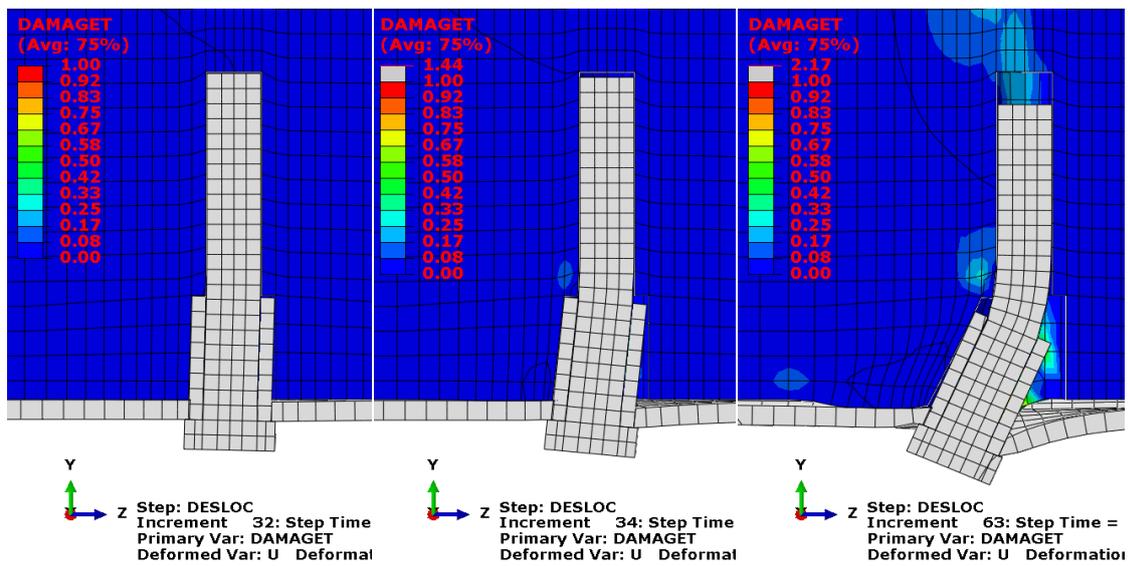
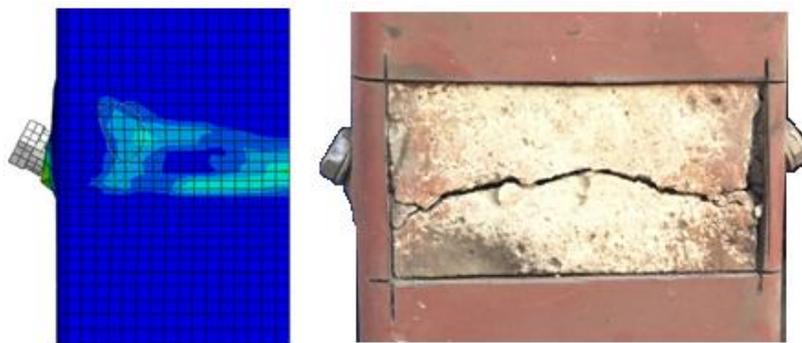


Figura 4-47 – Dano à tração do concreto nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63.



Step: DESLOC
 Increment 104: Step Time = 0.6996
 Primary Var: DAMAGET
 Deformed Var: U Deformation Scale Factor: +1.00e+00

Figura 4-48 – Dano à tração do concreto no último incremento 104.

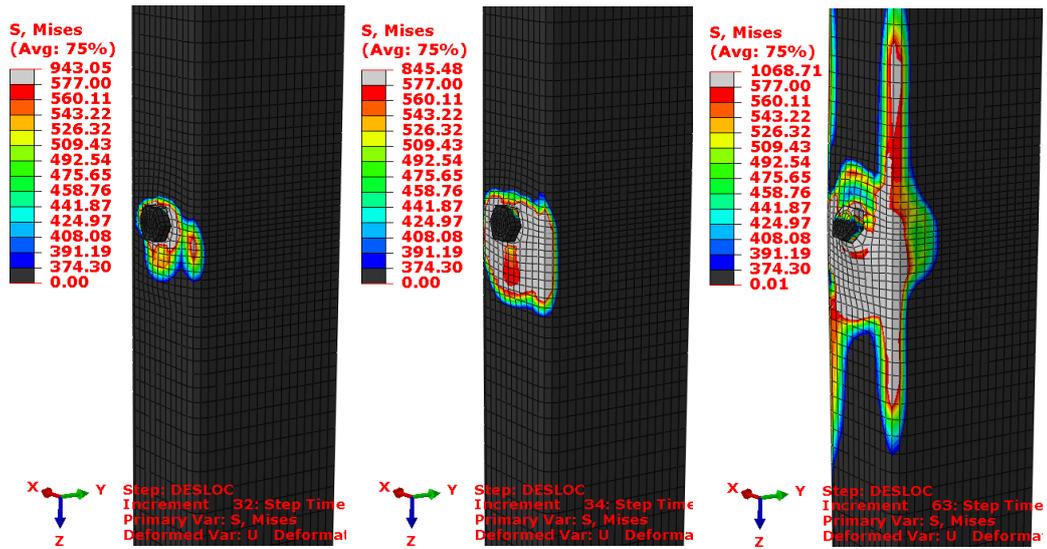


Figura 4-49 – escoamento do aço do perfil nas configurações referentes aos incrementos 32, 34 e 63.



Figura 4-50 – escoamento do aço do perfil no último incremento 104.

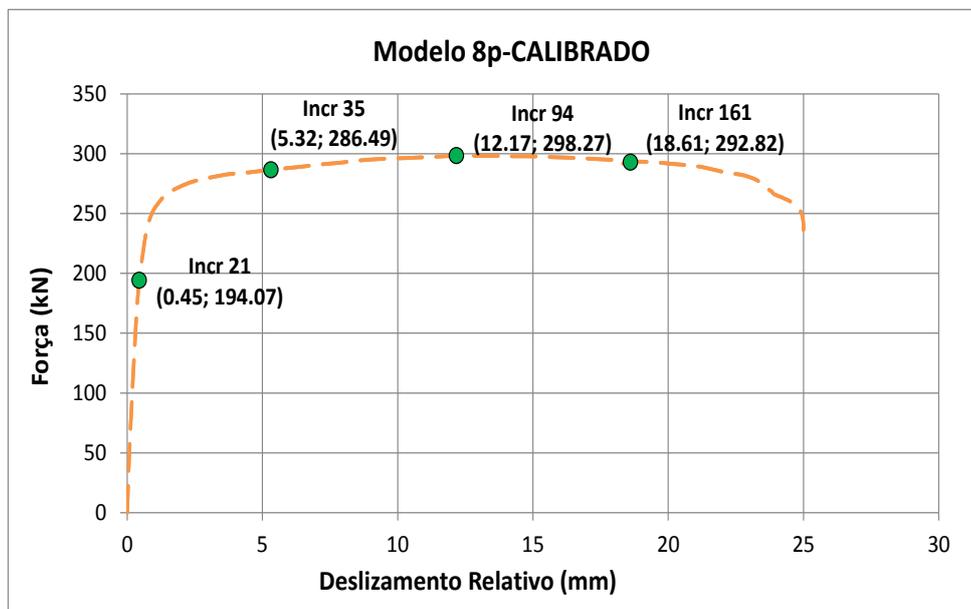


Figura 4-51 – Gráfico força (kN) versus deslizamento relativo (mm) do modelo calibrado

8p-CALIBRADO.

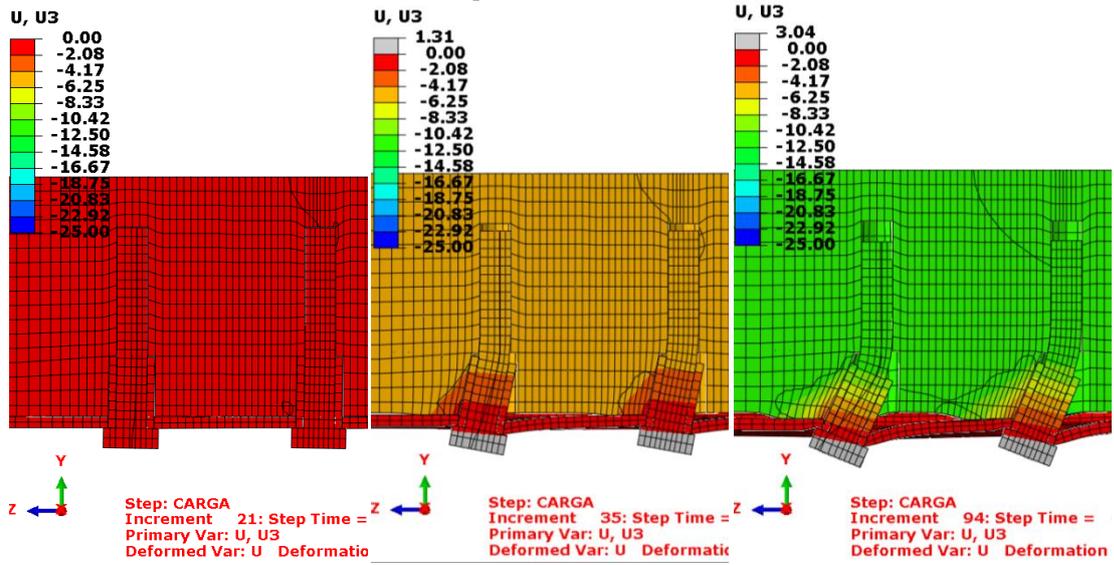


Figura 4-52 – Deslocamento do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 21,35 e 94.

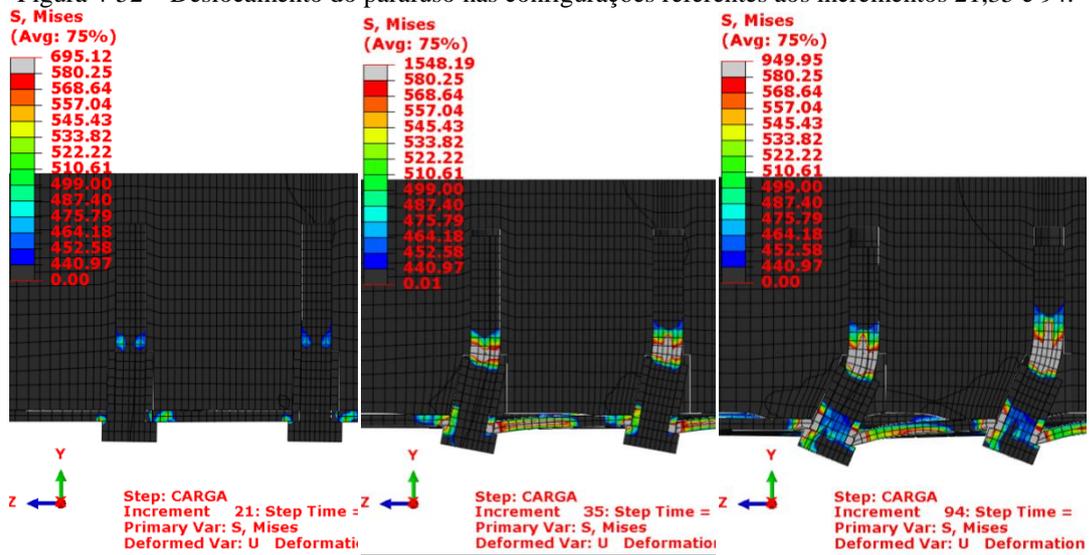


Figura 4-53 – Escoamento do parafuso nas configurações referentes aos incrementos 21,35 e 94.

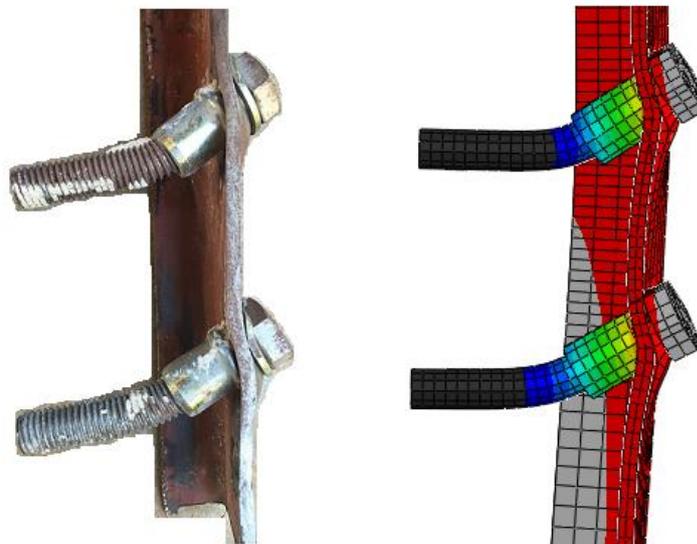


Figura 4-54 – Deslocamento do parafuso no incremento 161.

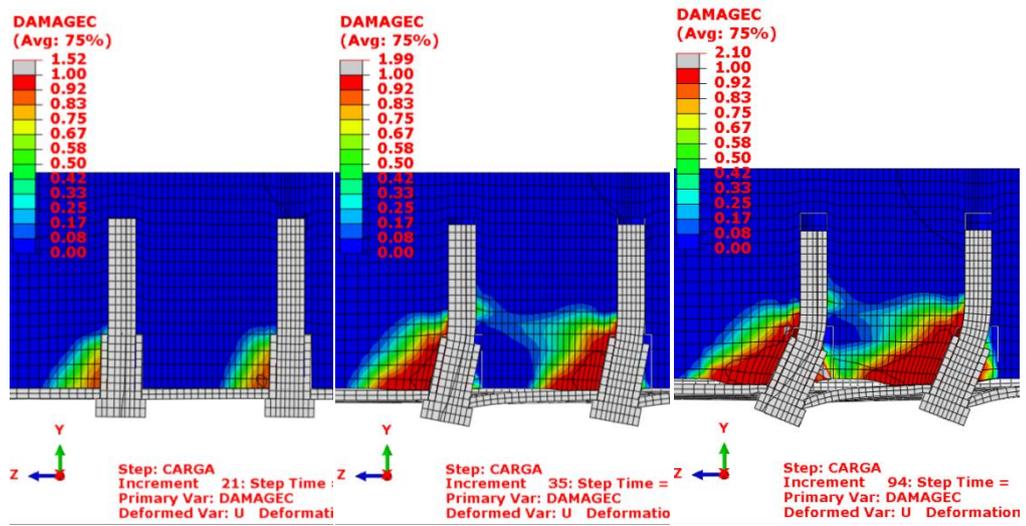


Figura 4-55 – Dano à compressão do concreto nas configurações referentes aos incrementos 21, 35 e 94.

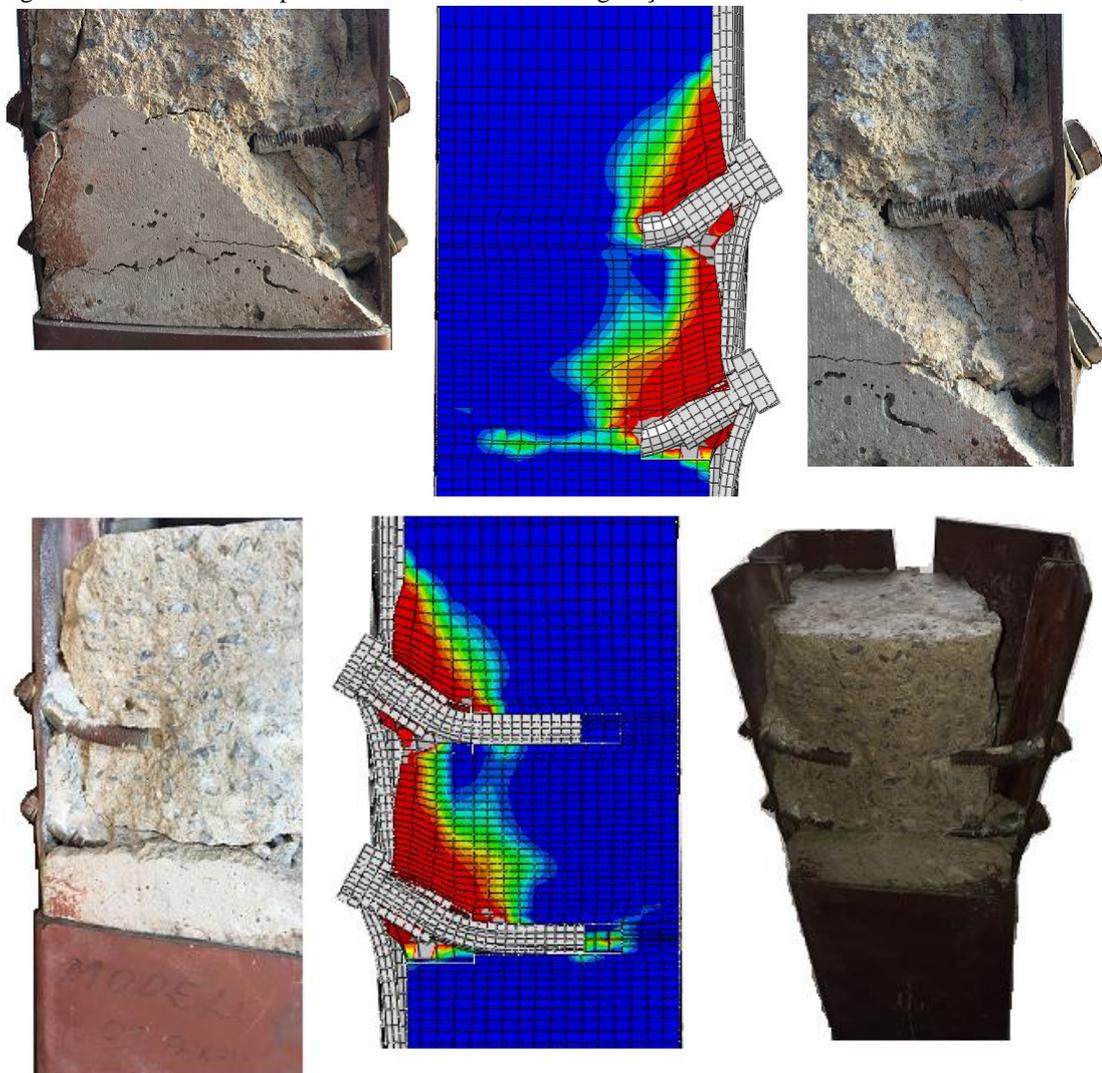


Figura 4-56 – Dano à compressão do concreto no último incremento 161.

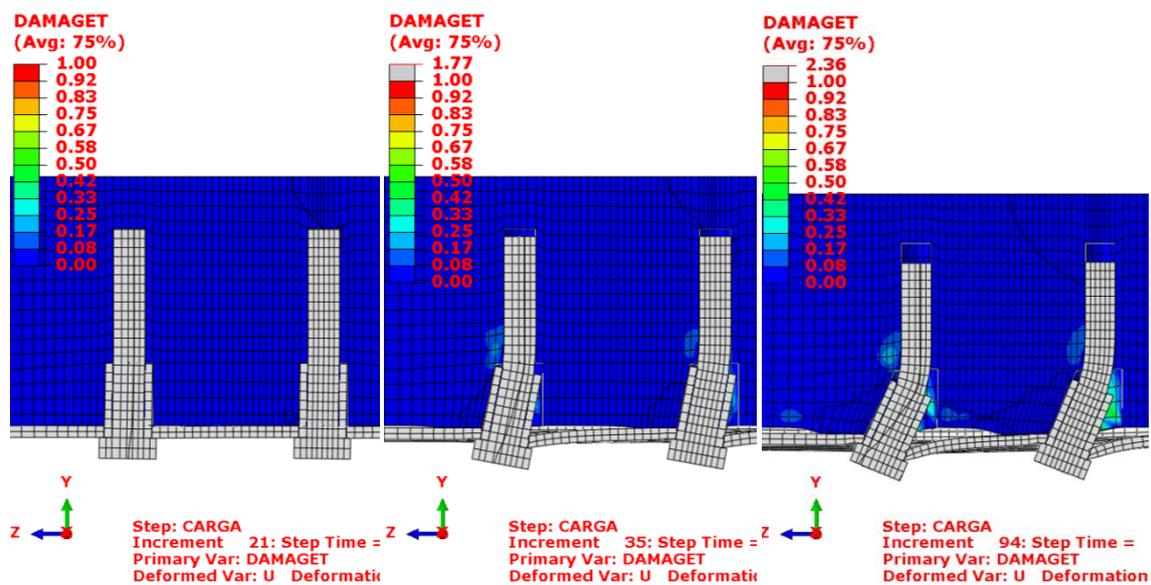


Figura 4-57 – Dano à tração do concreto nas configurações referentes aos incrementos 21, 35 e 94.

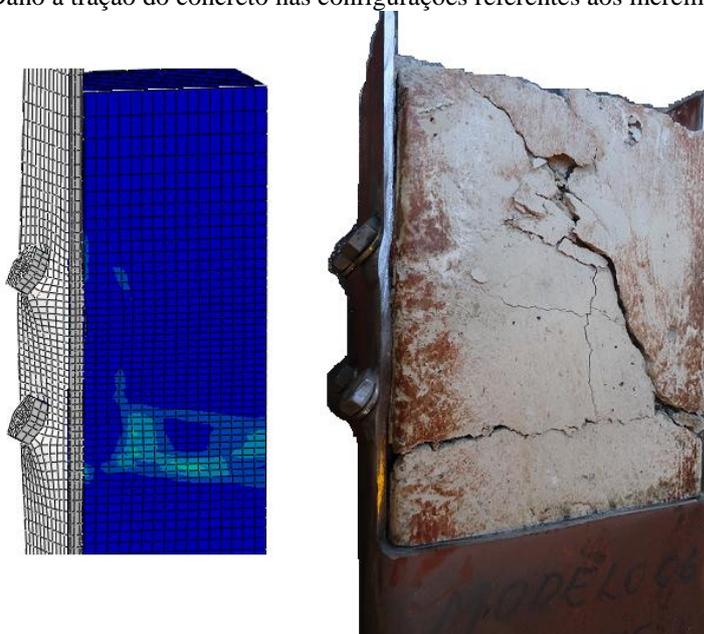


Figura 4-58 – Dano à tração do concreto no último incremento 161.

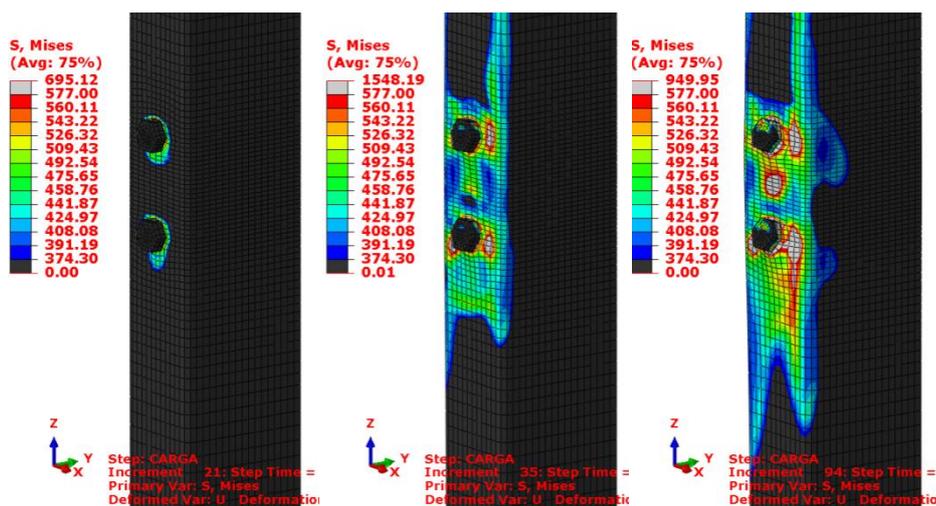


Figura 4-59 – escoamento do aço do perfil nas configurações referentes aos incrementos 21, 35 e 94.



Figura 4-60 – escoamento do aço do perfil no último incremento 161.

O decaimento na inclinação da curva força (kN) *versus* deslizamento relativo (mm), tanto nos modelos com 4 conectores como nos modelos com 8 conectores, teve início com o escoamento do aço do conector (deformação plástica) – primeiro ponto referente aos “Incr 32” e “Incr 21”, dos diagramas representados nas Figuras Figura 4-41 e Figura 4-51, respectivamente.

A deformação diferencial entre o fuste e a cabeça do parafuso promove um confinamento localizado no concreto, próximo ao perfil de aço e, as tensões neste local tornam-se elevadas, sendo observado o escoamento localizado do aço do perfil na região da ligação.

Com o contínuo aumento da carga aplicada no concreto, inicia-se uma falha no concreto. Ao final da aplicação de carga é possível observar a formação de fissuras longitudinais ao longo da linha do conector e o esmagamento do concreto à frente deste.

As Figuras 4-43, 4-46, 4-48 e 4-50 são relativas ao último incremento “incr 104” do modelo 4p-CALIBRADO que corresponde ao deslizamento relativo igual a 15,06 mm, valor mais próximo do último deslizamento medido experimentalmente para o modelo B4-3, de onde as fotos apresentadas foram tiradas. As Figuras Figura 4-54, 4-56, 4-58 e 4-60 correspondem ao incremento “incr 161” do modelo 8p-CALIBRADO que apresenta o valor de deslizamento mais próximo do último medido no modelo experimental B8-3, no qual tem-se as imagens apresentadas.

5

ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1 Considerações Gerais

Inicialmente, procurou-se definir os modelos denominados “4pN” e “8pN”, com 4 e 8 conectores, respectivamente, usados como base para o trabalho paramétrico. A elaboração desses modelos foi realizada em duas etapas. Primeiro gerou-se os modelos 4p-CALIBRADO-1m e 8p-CALIBRADO-1m, com as mesmas definições que os modelos 4p-CALIBRADO e 8p-CALIBRADO (apresentados no Capítulo 4), porém com 1,0 m de comprimento total. Finalmente, gerou-se o modelo 4pN e 8pN também com 1,0 m, mas com enrijecedor igual a 20 mm (original tinha 25 mm). Veja a comparação gráfica entre estes modelos nas Figura 5-1 e Figura 5-2 abaixo.

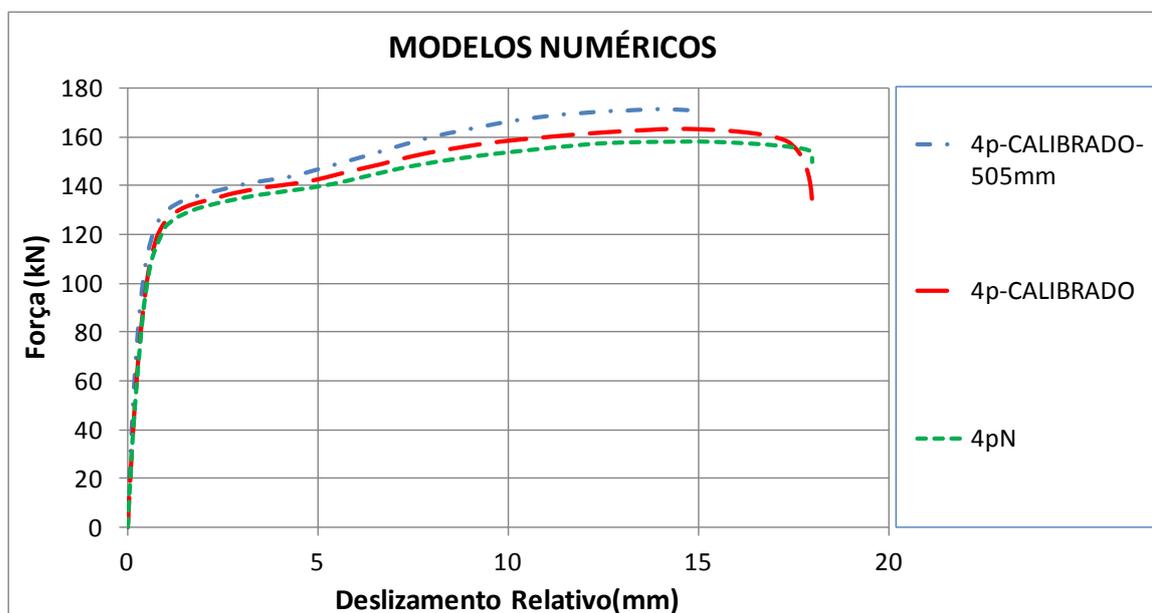


Figura 5-1 – Diagrama força (kN) versus deslocamento relativo (mm) dos modelos 4p-CALIBRADO, 4p-CALIBRADO-1m e 4pN.

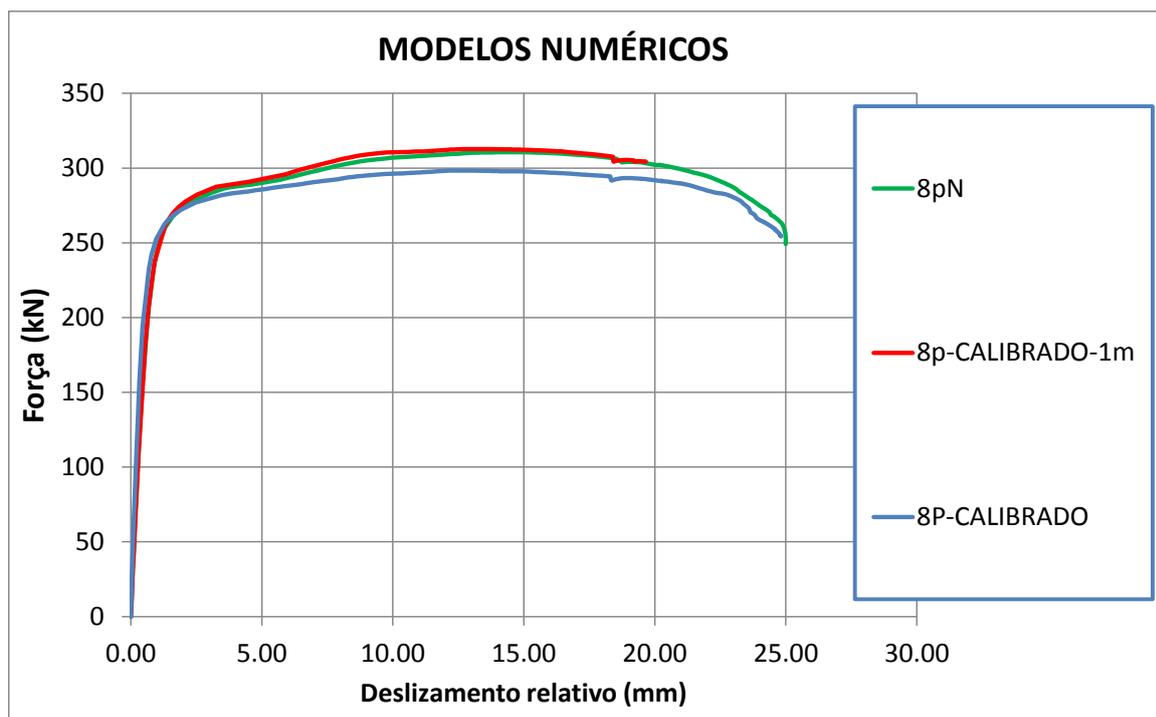


Figura 5-2 – Diagrama força (kN) versus deslizamento relativo (mm) dos modelos 8p-CALIBRADO, 8p-CALIBRADO-1m e 8pN.

Estes modelos foram gerados por dois principais motivos: para eliminar qualquer interferência de borda, onde tem-se conectores posicionados próximos à região de introdução de carga pelo atuador e para que o comprimento do enrijecedor de borda interfira o mínimo possível na resistência do modelo, já que a intenção é avaliar a resistência do conector e não a influência do enrijecedor.

O comprimento do enrijecedor foi considerado, portanto, como constante para todos os modelos paramétricos. Para definir o valor mínimo a ser utilizado, atendeu-se as limitações impostas pela norma ABNT NBR 14762:2010 com relação às dimensões do perfil caixa (comprimento do enrijedor, largura da alma e da mesa e espessura da chapa do perfil), onde encontrou-se o valor mínimo de 20 mm. Este valor se aplica a pilares para uma largura máxima de alma e de mesa de 200 mm. Entretanto, criou-se modelos com larguras de alma e mesa com 250 mm para analisar também pilares que não estariam atendendo as especificações da ABNT NBR 14762:2010.

A partir dos modelos “4pN” e “8pN” com as características acima listadas, criou-se mais dois modelos, o “12pN” e o “16 pN”, com 12 e com 16 conectores. As imagens destes 4

modelos estão apresentadas na Figura 5-3 e o gráfico comparativo de força (kN) *versus* deslocamento (mm) dos 4 modelos estão representados na Figura 5-4.

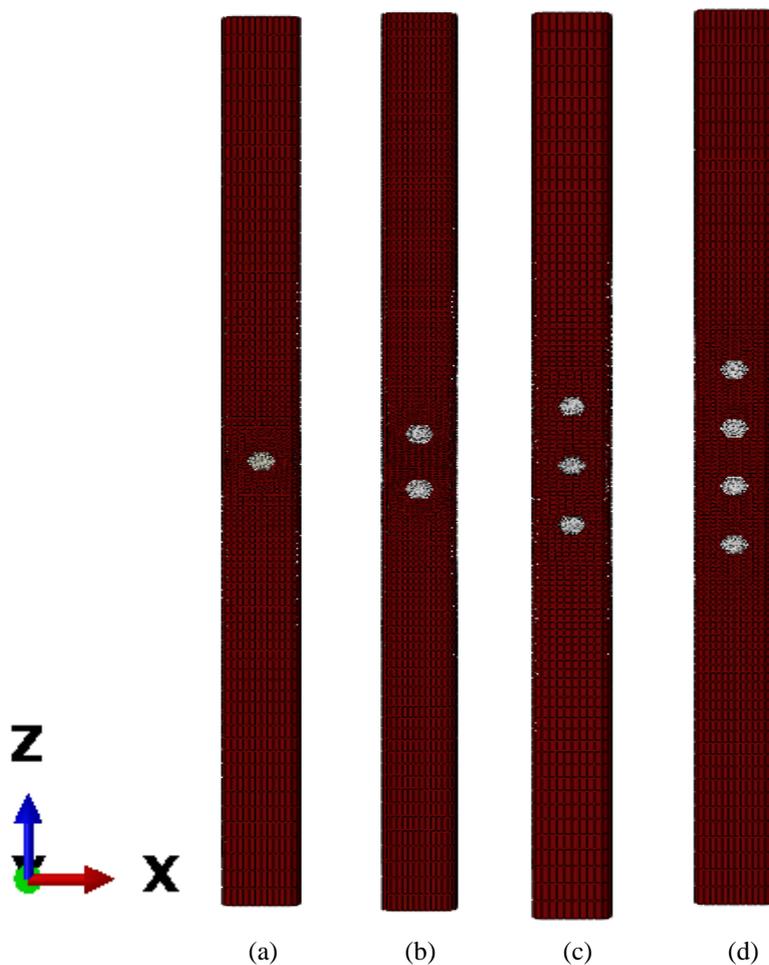


Figura 5-3 – Modelos numéricos (a) 4pN (b) 8pN (c) 12pN (d) 16 pN (ABAQUS v.6.14).

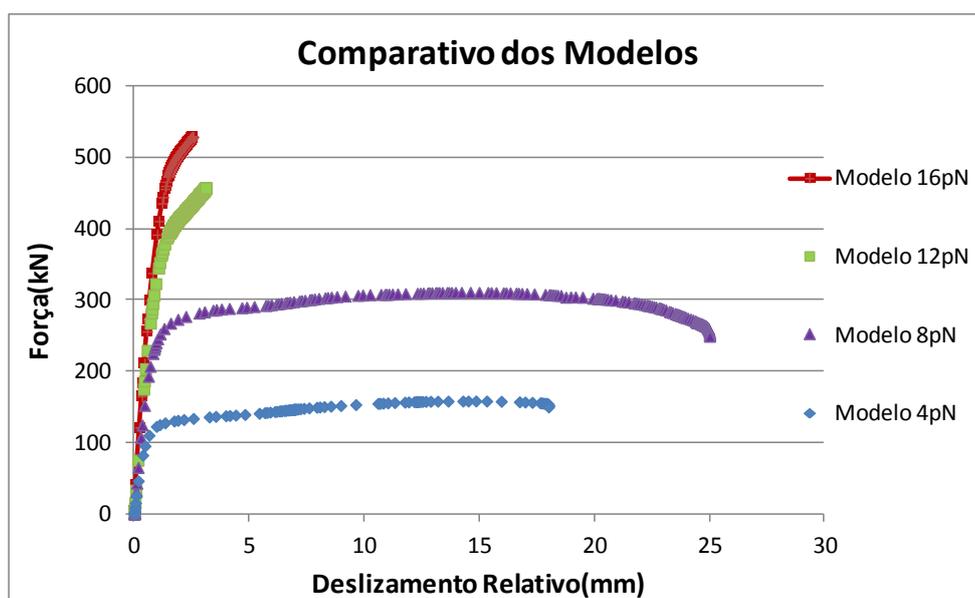


Figura 5-4 – Diagrama comparativo de força (kN) *versus* deslocamento relativo (mm) de cada modelo.

Os modelos “12pN” e “16pN” foram criados para avaliar a força máxima do modelo e a força máxima por conector, quando aumenta-se o número de conectores. Nos gráficos da Figura 5-55 e da Figura 5-66 e na Tabela 5-1 tem-se o gráfico força máxima (kN) *versus* número de conectores e a tabela resumindo os resultados, respectivamente.

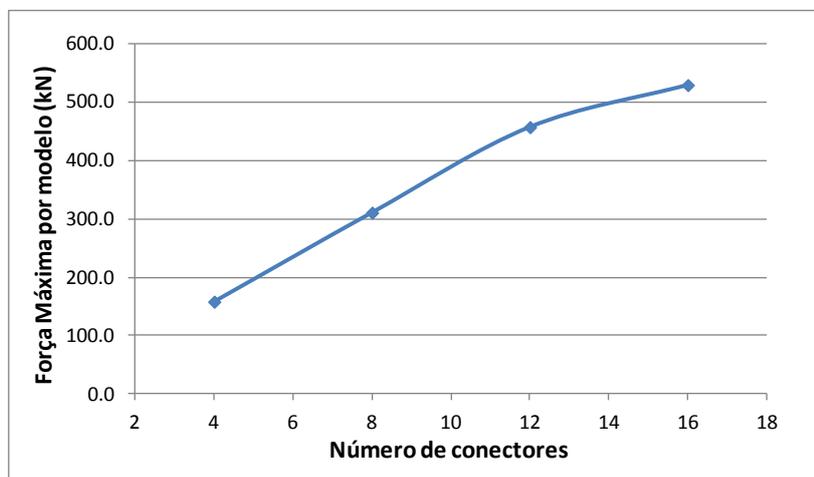


Figura 5-5 – Diagrama força máxima por modelo (kN) *versus* número de conectores.

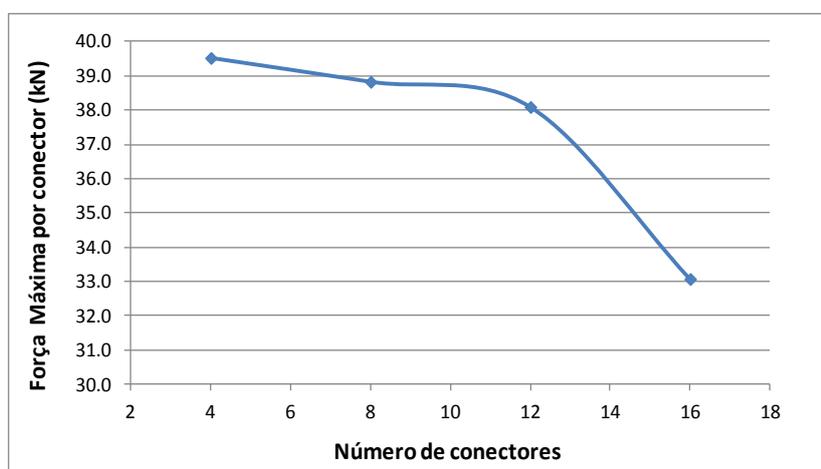


Figura 5-6 – Diagrama força máxim por conector (kN) *versus* número de conectores.

Tabela 5-1 – Comparação entre força máxima dos modelos e força por conector.

| | | | Modelo 4pN | Modelo 8pN | Modelo 12pN | Modelo 16pN |
|---|----------|---|------------|------------|-------------|-------------|
| Média numérica força por conector (kN) | 37,38 kN | Força máxima dos modelos numéricos (kN) | 158,10 | 310,63 | 457,13 | 529,18 |
| Média experimental força por conector (kN)* | 39,95 kN | Força máxima por conector dos modelos numéricos (kN) | 39,52 | 38,83 | 38,09 | 33,07 |
| Desvio Padrão | 0.07 | Razão entre numéricos e a média dos experimentais por | 0,99 | 0,97 | 0,95 | 0,83 |
| Covariância | 0.00 | Número de conectores | 4 | 8 | 12 | 16 |

*Média calculada entre as médias entre B4 e B8

Nota-se que a convergência do modelo 12pN e principalmente do modelo 16pN não foi satisfatória e, por isso, não é possível afirmar que para modelos com mais de 8 conectores a solução numérica adotada neste trabalho seja conclusiva e aplicável.

Sendo assim, o trabalho paramétrico foi desenvolvido somente para o modelo com 4 conectores (4pN) e, os resultados e conclusões foram consideradas adequadas também para o modelo com oito (8pN) conectores.

5.2 Modelos Paramétricos

A partir do modelo “4pN” criou-se 38 novos modelos para avaliar a influência de diversos parâmetros na transferência de força pelos conectores do tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado. Os parâmetros em negrito e *italico* são os que foram variados em relação ao modelo base “4pN”. As medidas estão em milímetros (mm) e as resistências em MegaPascal (MPa). Estes modelos foram divididos em 5 categorias, sendo elas:

- **1ª CATEGORIA:** modelos onde variou-se somente **um** parâmetro geométrico em relação ao modelo base “4pN”, sendo eles: a espessura da chapa do perfil de aço; a largura da mesa do perfil; a largura da alma; o comprimento do fuste do parafuso e o diâmetro do parafuso. Estes modelos e suas propriedades estão relacionados na Tabela 5-2.

Tabela 5-2 – Modelos numéricos paramétricos de 1ª Categoria.

| DESCRÇÃO: VARIAÇÕES DE <i>UM</i> PARÂMETRO GEOMÉTRICO DO MODELO CALBRADO | | | | | | | | | | | | |
|--|------------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|---------------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| MODELOS | PARÂMETROS GEOMÉTRICOS | | | | | | PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA | | | | | |
| | PERFIL | | | | PARAFUSO | | CONCRETO | | PARAFUSO | | PERFIL | |
| | D | t | b _f | b _w | h _{ef} | d _{ef} | f _{cm} | f _{ctm} | f _{yb} | f _{ub} | f _y | f _u |
| 4pN | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-2mm | 20 | 2,00 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4.75mm | 20 | 4,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-6.3mm | 20 | 6,30 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-mesas-100mm | 20 | 3,75 | 100 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-mesas-150mm | 20 | 3,75 | 150 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-mesas-200mm | 20 | 3,75 | 200 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-200mm | 20 | 3,75 | 130 | 200 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-3db-36 mm | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4db-48 mm | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4db-84 mm | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 84 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-parafuso-raio-4.47 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 8,94 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-parafuso-raio-6.26 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 12,52 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |

- 2ª CATEGORIA: modelos onde variou-se dois parâmetros geométricos em relação ao modelo base “4pN”, sendo eles: largura da alma e comprimento do fuste do parafuso. Estes modelos e suas propriedades estão relacionados na Tabela 5-3.

Tabela 5-3 – Modelos numéricos paramétricos de 2ª Categoria.

| DESCRIÇÃO: VARIAÇÕES DE <u>DOIS</u> PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DO MODELO CALIBRADO | | | | | | | | | | | | |
|---|------------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|---------------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| MODELOS | PARÂMETROS GEOMÉTRICOS | | | | | | PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA | | | | | |
| | PERFIL | | | | PARAFUSO | | CONCRETO | | PARAFUSO | | PERFIL | |
| | D | t | b _f | b _w | h _{ef} | d _{ef} | f _{cm} | f _{ctm} | f _{yb} | f _{ub} | f _y | f _u |
| 4pN | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-3db-36mm-alma-100mm | 20 | 3,75 | 130 | 100 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-3db-36mm-alma-150mm | 20 | 3,75 | 130 | 150 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-3db-36mm-alma-200mm | 20 | 3,75 | 130 | 200 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-3db-36mm-alma-250mm | 20 | 3,75 | 130 | 250 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4db-48mm-alma-100mm | 20 | 3,75 | 130 | 100 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4db-48mm-alma-150mm | 20 | 3,75 | 130 | 150 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4db-48mm-alma-200mm | 20 | 3,75 | 130 | 200 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-4db-48mm-alma-250mm | 20 | 3,75 | 130 | 250 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |

- 3ª CATEGORIA: modelos de seção quadrada considerando, portanto, a largura da mesa igual a largura da alma. Nesta categoria também dois parâmetros geométricos foram variados em relação ao modelo base “4pN”, largura da alma e largura da mesa. Estes modelos e suas propriedades estão relacionados na Tabela 5-4.

Tabela 5-4 – Modelos numéricos paramétricos de 3ª Categoria.

| DESCRIÇÃO: VARIAÇÕES DE <u>DOIS</u> PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DO MODELO CALIBRADO (<u>SEÇÕES QUADRADAS</u>) | | | | | | | | | | | | |
|---|------------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|---------------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| MODELOS | PARÂMETROS GEOMÉTRICOS | | | | | | PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA | | | | | |
| | PERFIL | | | | PARAFUSO | | CONCRETO | | PARAFUSO | | PERFIL | |
| | D | t | b _f | b _w | h _{ef} | d _{ef} | f _{cm} | f _{ctm} | f _{yb} | f _{ub} | f _y | f _u |
| 4pN | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-150mm | 20 | 3,75 | 150 | 150 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-200mm | 20 | 3,75 | 200 | 200 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-250mm | 20 | 3,75 | 250 | 250 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |

- 4ª CATEGORIA: modelos de **seção quadrada**, nos quais variou-se três parâmetros geométricos em relação ao modelo base “4pN”, sendo eles: largura da alma e da mesa (mantendo as mesmas) e comprimento do fuste do parafuso. Estes modelos e suas propriedades estão relacionados na Tabela 5-5.

Tabela 5-5– Modelos numéricos paramétricos de 4ª Categoria.

| DESCRIÇÃO: VARIAÇÕES DE TRÊS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DO MODELO CALIBRADO (SEÇÕES QUADRADAS) | | | | | | | | | | | | |
|--|------------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|---------------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| MODELOS | PARÂMETROS GEOMÉTRICOS | | | | | | PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA | | | | | |
| | PERFIL | | | | PARAFUSO | | CONCRETO | | PARAFUSO | | PERFIL | |
| | D | t | b _f | b _w | h _{ef} | d _{ef} | f _{cm} | f _{ctm} | f _{yb} | f _{ub} | f _y | f _u |
| 4pN | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-36mm | 20 | 3,75 | 100 | 100 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-48mm | 20 | 3,75 | 100 | 100 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-36mm | 20 | 3,75 | 150 | 150 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-48mm | 20 | 3,75 | 150 | 150 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-36mm | 20 | 3,75 | 200 | 200 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-48mm | 20 | 3,75 | 200 | 200 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-84mm | 20 | 3,75 | 200 | 200 | 84 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-36mm | 20 | 3,75 | 250 | 250 | 36 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-48mm | 20 | 3,75 | 250 | 250 | 48 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-84mm | 20 | 3,75 | 250 | 250 | 84 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |

- **5ª CATEGORIA:** modelos nos quais variou-se **dois** parâmetros de resistência em relação ao modelo base “4pN”, sendo eles: a resistência característica do concreto à compressão e à tração (f_{cm} e f_{ctm}); resistência ao escoamento e à ruptura do aço do parafuso (f_{yb} e f_{ub}) e resistência ao escoamento e à ruptura do aço do perfil (f_y e f_u). Estes modelos e suas propriedades estão relacionados na Tabela 5-6.

Tabela 5-6 – Modelos numéricos paramétricos de 5ª Categoria.

| DESCRIÇÃO: VARIAÇÕES DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO MODELO CALIBRADO | | | | | | | | | | | | |
|---|------------------------|-------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|---------------------------|------------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|
| MODELOS | PARÂMETROS GEOMÉTRICOS | | | | | | PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA | | | | | |
| | PERFIL | | | | PARAFUSO | | CONCRETO | | PARAFUSO | | PERFIL | |
| | D | t | b _f | b _w | h _{ef} | d _{ef} | f _{cm} | f _{ctm} | f _{yb} | f _{ub} | f _y | f _u |
| 4pN | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-20 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 20 | 1,57 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-30 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 30 | 2,36 | 440 | 550 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-parafuso-400e500 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 400 | 500 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-parafuso-640e800 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 640 | 800 | 373,6 | 486,2 |
| 4pN-perfil-250e400 | 20 | 3,75 | 130 | 175 | 70 | 10,73 | 41,82 | 3,87 | 440 | 550 | 250 | 400 |

Estes modelos serviram para compreender melhor a influência de parâmetros mecânicos e geométricos na resistência e nos mecanismos de falha quando variado um ou mais parâmetros dos modelos.

5.3 Resultados dos modelos paramétricos

Encontram-se anexados no **APÊNDICE A** os resultados numéricos de força em quilonewtons *versus* deslizamento relativo em milímetros e as imagens obtidas no programa ABAQUS v.6.14, referentes ao deslocamento do conector em milímetros, ao

dano à compressão e a tração do concreto na escala de 0 a 1,0, sendo “1,0” com máximo dano e “0” nenhum dano, as tensões de Von Mises do parafuso e do perfil de aço e as tensões no concreto, todas em MegaPascal, para os pontos de força máxima, especificados nos gráficos de referência, dos modelos paramétricos da **1ª Categoria** e da **5ª Categoria**.

5.4 Análise dos resultados

A partir da análise dos resultados numéricos dos modelos paramétricos verificou-se que:

a) Para os modelos da 1ª Categoria, onde variou-se somente a espessura da chapa do perfil de aço para valores entre 2 mm e 6,3 mm, houve um aumento significativo na força máxima encontrada. Por exemplo, o perfil do modelo “4pN”, com 3,75 mm de espessura, apresentou força máxima cerca de 30% superior a força encontrada no modelo “4pN-2mm” e cerca de 20% e 50% menor que a encontrada nos modelos “4pN-4,75 mm” e “4pN-6,3mm”, respectivamente.

Estes valores demonstram que o aumento na espessura do perfil influi significativamente e proporcionalmente na capacidade resistente do pilar misto. Esta influência pode ser atribuída ao próprio acréscimo de resistência da seção caixa devido ao aumento de espessura e também ao confinamento proporcionado por esta seção ao concreto. Além disso, quanto maior a espessura, mais rígida ainda se torna a ligação entre perfil e conector.

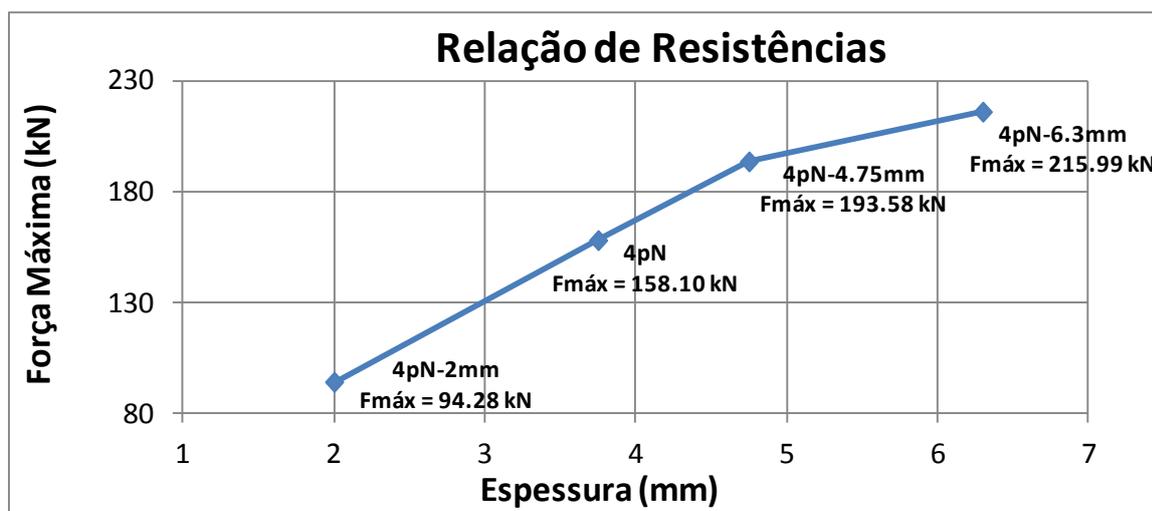


Figura 5-7 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-2mm, 4pN (com 3,75 mm de espessura), 4pN-4.75mm e 4pN-6.3mm.

b) Para os modelos da 1ª Categoria, onde variou-se a largura das mesas para valores entre 100 mm e 200 mm, houve um aumento inversamente proporcional no valor da força máxima, sendo que o modelo com largura das mesas de 100 mm apresentou a maior capacidade resistente que os demais modelos testados. O aumento de 100 mm para 200 mm, por exemplo, implicou em uma redução na capacidade resistente do modelo da ordem de 20%. Explica-se estes resultados, principalmente, pelo fato de que modelos com menor largura de mesa apresentam maior capacidade confinante do que modelos com maior largura, o que prova que o grau de confinamento é um fator determinante para a determinação da capacidade resistente do conector.

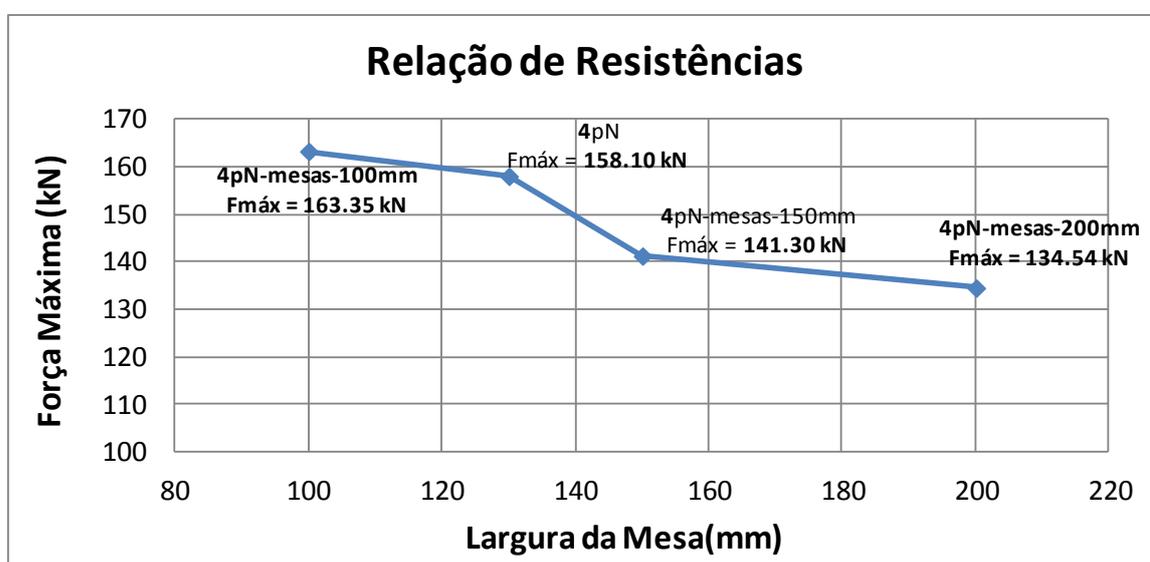


Figura 5-8 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

c) Para os modelos da 1ª Categoria, onde variou-se a largura da alma de 175 mm (modelo 4pN) para 200 mm (modelo 4pN-alma-200mm), observou-se que esta variação implicou em um decréscimo pouco significativo no valor da força máxima. Entretanto, atribui-se este resultado ao fato de que o aumento na largura da alma promove uma diminuição no confinamento promovido pelo perfil de aço ao concreto.

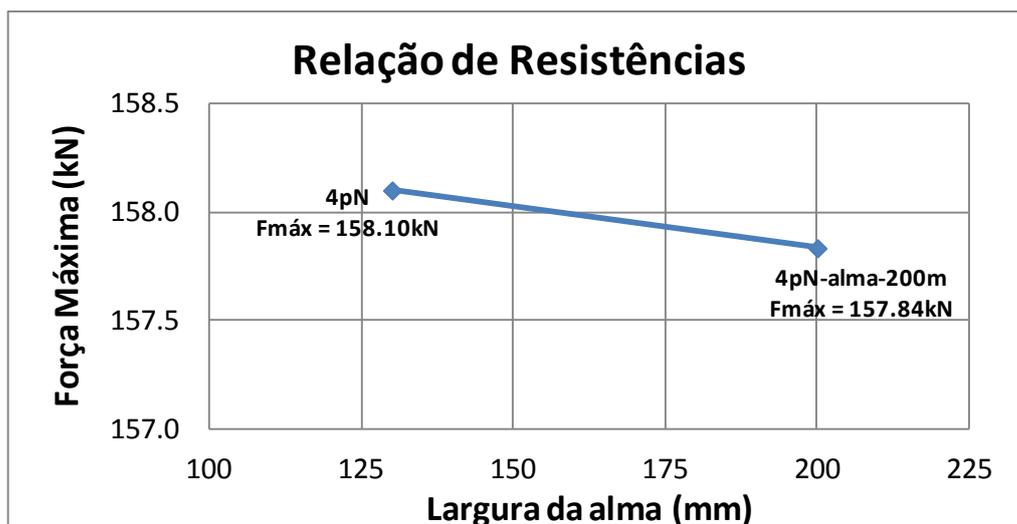


Figura 5-9 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN e 4pN-alma-200mm.

d) Para os modelos da 1ª Categoria, onde variou-se o comprimento do fuste do parafuso, o parafuso do modelo “4pN-3db-36mm” apresentou um comportamento diferente dos demais modelos testados nesta categoria. Não foi observado a ocorrência do escoamento do aço do parafuso no ponto de força máxima, aproximadamente no centro do fuste conforme é notado nos demais modelos. Entretanto, verificou-se a ocorrência de um elevado dano à compressão, superior ao dano observado nos demais modelos desta categoria. Atribuiu-se este fato a aparição de fissuras precoce neste modelo que pode ser ocasionado pelo deslocamento do conector com a mesma magnitude em toda a sua extensão, enquanto que nos demais modelos observou-se um deslocamento diferencial entre o fuste e a cabeça do parafuso.

Outra observação importante é que o comprimento do fuste não é diretamente proporcional à força máxima. Se mantidas constantes as larguras da alma e da mesa, o aumento no comprimento do fuste fará com que a força máxima aumente até um certo limite. Quando este comprimento aumenta muito, tornando-se próximo da metade da largura da alma, percebe-se que a resistência do modelo não aumenta mais, conforme observado na Figura 5-10.

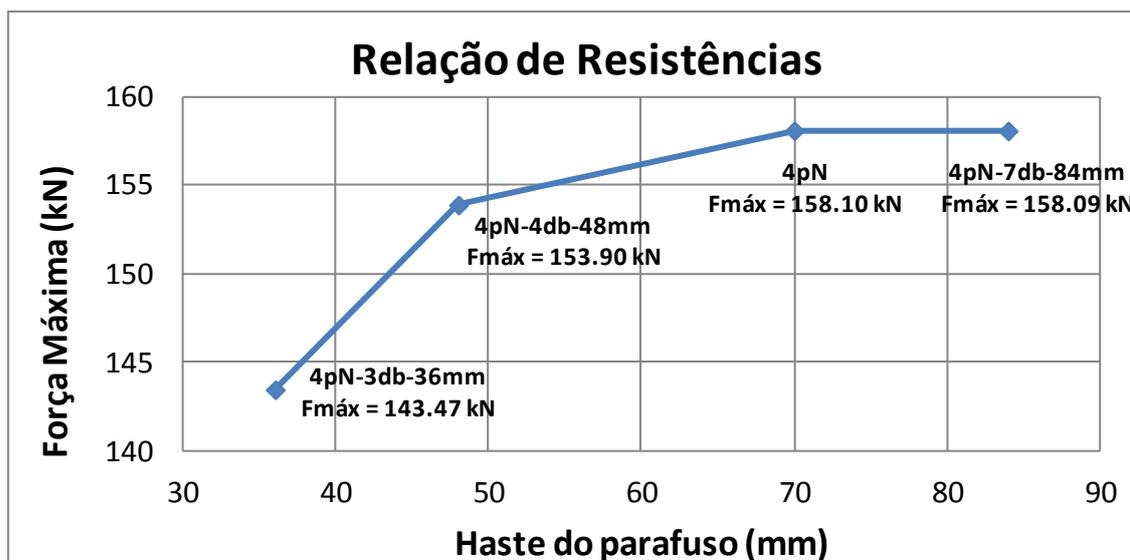


Figura 5-10 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm, 4pN e 4pN-7db-84mm.

e) Para os modelos da 1ª Categoria, onde variou-se o diâmetro do parafuso, observou-se que com o aumento deste parâmetro ocorre um aumento proporcional na força máxima atingida. Por exemplo, ao aumentar-se o diâmetro nominal de 12 mm (modelo 4pN) para 14 mm (modelo 4pN-parafuso-raio-6.26mm), a força máxima aumenta em torno de 15%, ao passo que ao diminuir o diâmetro nominal para 10 mm (modelo 4pN-parafuso-raio-4.47mm), a força máxima diminui em aproximadamente 20%, conforme Figura 5-11.

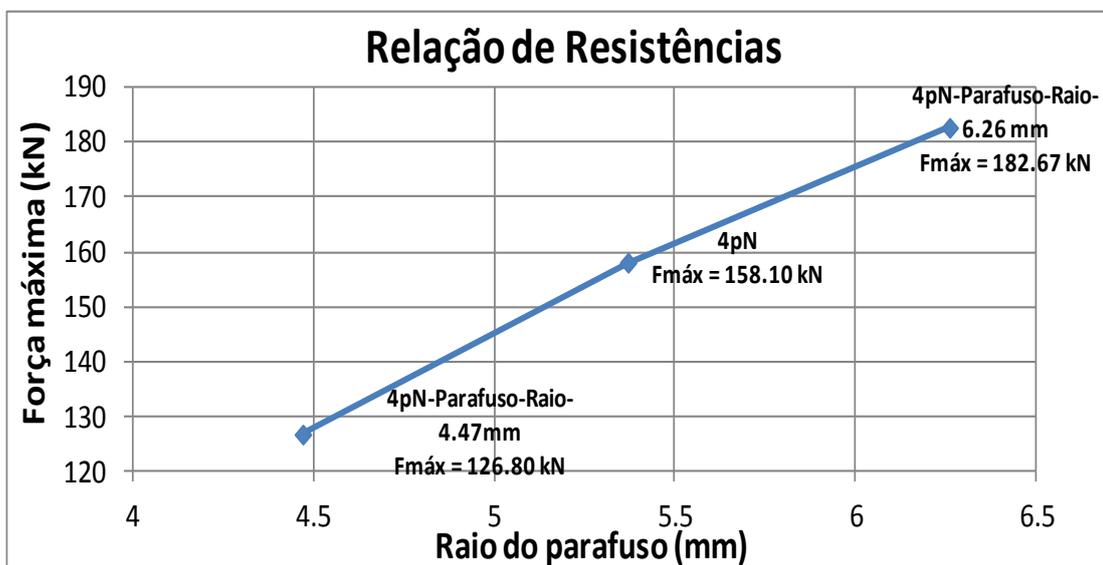


Figura 5-11 – Relação entre forças máximas para os modelos 4pN-Parafuso-Raio-4.47mm, 4pN e 4pN-Parafuso-Raio-6.26mm.

Nota-se também que para o modelo “4pN-Parafuso-Raio-4,47mm” ocorre uma concentração maior de tensões no aço do parafuso próximo ao contato com o perfil,

entretanto não há ruptura do conector neste local. Isso ocorre como consequência da presença do rebite, no qual promove um enrijecimento da ligação no contato com o perfil que pode ser considerada superior a uma ligação parafusada comum.

f) Para os modelos da 2ª Categoria observou-se que para um mesmo comprimento de fuste e uma largura de alma variável ocorre um aumento proporcional, mas pouco expressivo, na força máxima atingida (conforme Figura 5-12 e Figura 5-13), provando que o aumento na largura da alma não é um fator preponderante na análise de resistência do modelo.

Por outro lado, nota-se que quando este valor começa a diminuir, a tipologia da curva de força *versus* deslizamento se torna diferente e se assemelha a curvas observadas em pilares de seção circular, isto é, atingi um pico logo no início do carregamento, na sequência, apresenta uma queda brusca e, por fim, um aumento suave até a carga máxima. Os modelos “4pN-3db-36mm-alma-100mm” e “4pN-4db-48mm-alma-100mm” apresentaram este comportamento, conforme Figuras 5-12 e 5-13.

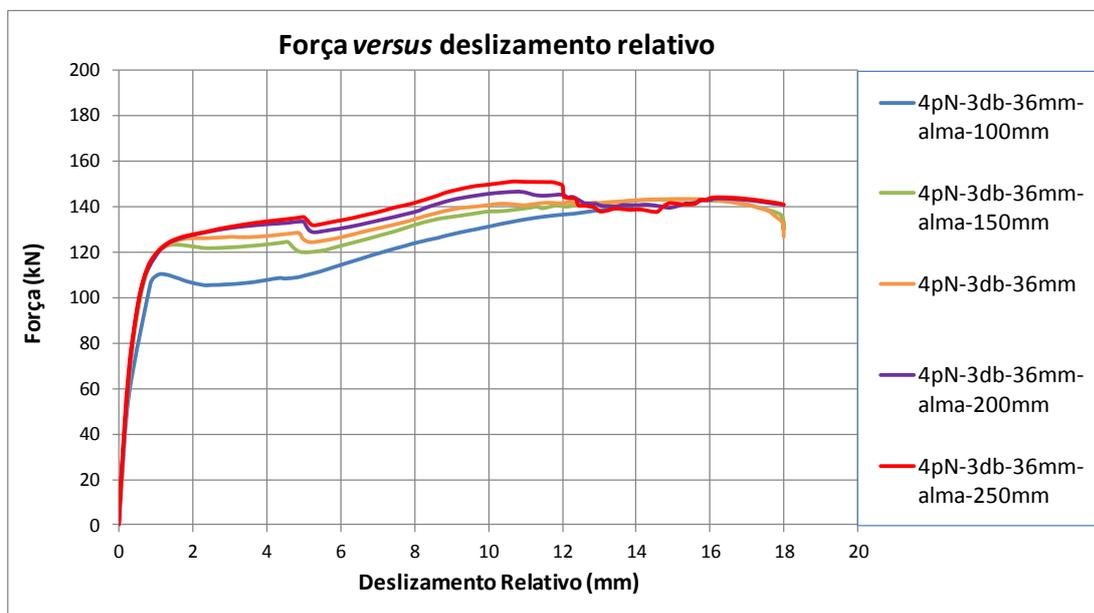


Figura 5-12 - Curva força *versus* deslizamento relativo para modelos da 2ª Categoria, para comprimento do fuste igual a 36 mm e alma variando de 100 mm a 250 mm.

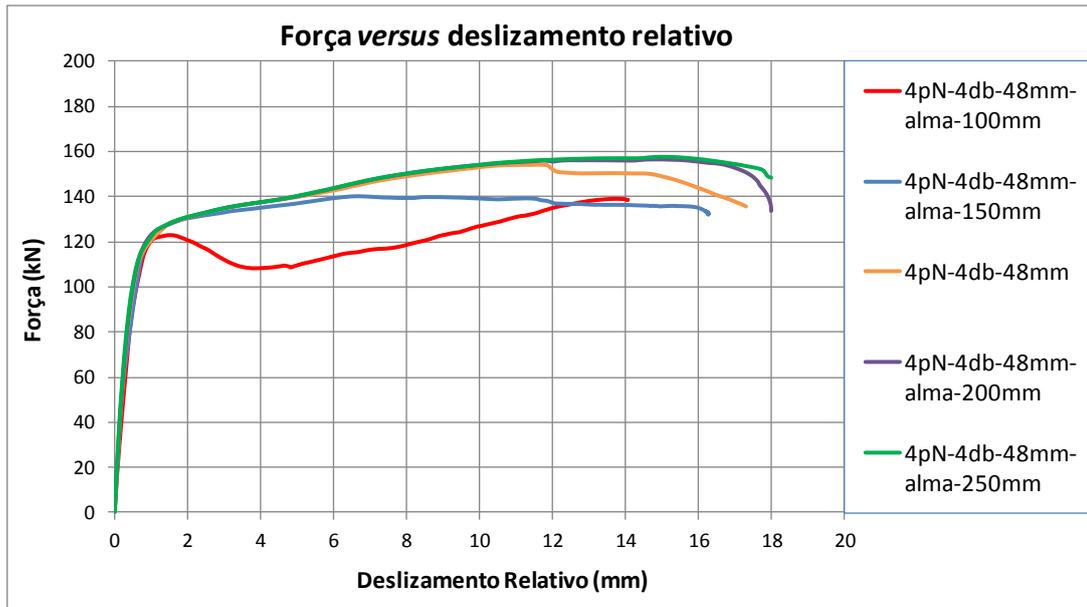
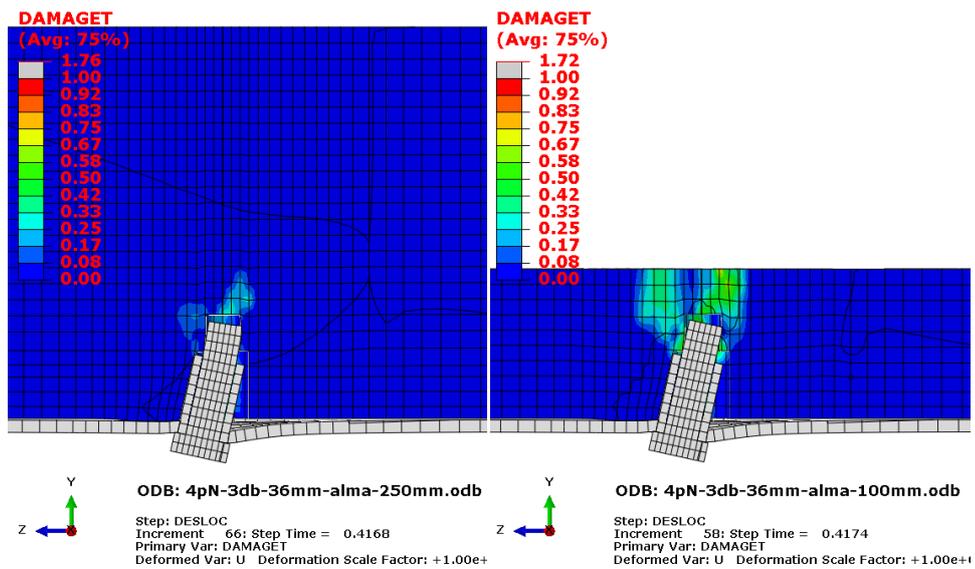
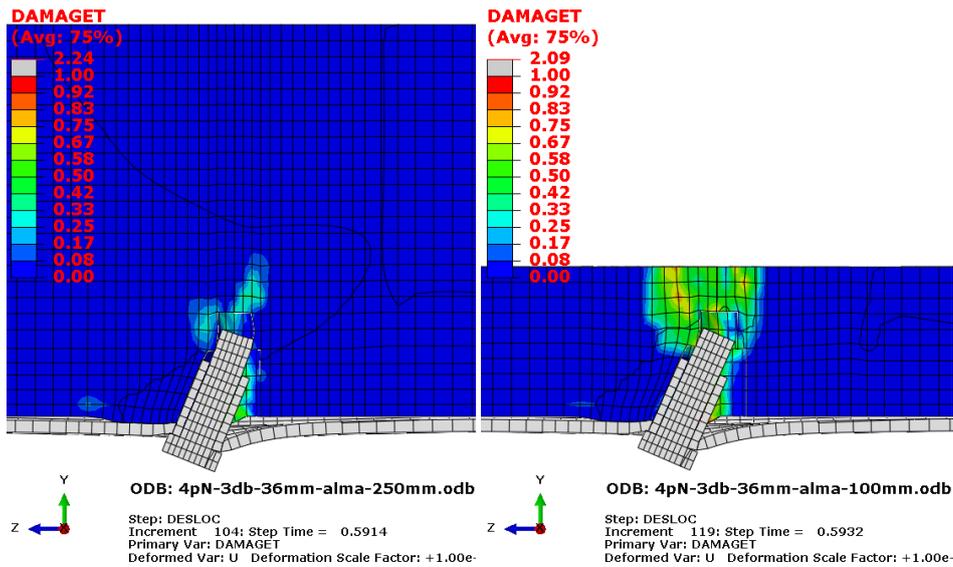


Figura 5-13 - Curva força *versus* deslizamento relativo para modelos da 2ª Categoria, para comprimento de fuste igual a 48 mm e alma variando de 100 mm a 250 mm.



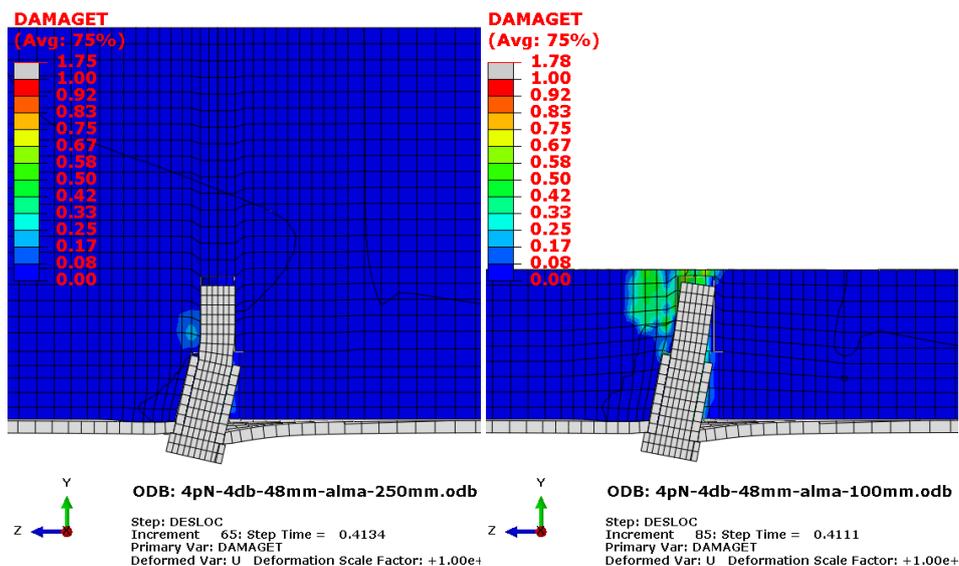
(a)



(b)

Figura 5-14 – Imagens comparativas entre os modelos "4pN-3db-36mm-alma-250mm" e "4pN-3db-36mm-alma-100mm", para os deslizamentos de aproximadamente (a) 6mm e (b) 12 mm.

Por meio da análise das imagens acima é possível notar que o modelo com alma de 100 mm fissura muito mais que o modelo de 250 mm. Entretanto, a força máxima dos dois modelos é muito próxima, 151,02 kN para o modelo "4pN-3db-36mm-alma-250mm" e 139,14 kN para o modelo "4pN-3db-36mm-alma-100mm". Isso representa menos de 8% da capacidade resistente para o modelo com 100 mm, considerando que este possui uma quantidade muito menor de material, concreto e aço, em sua composição, provando-se que o confinamento é um fator preponderante na análise da capacidade de transferência de carga.



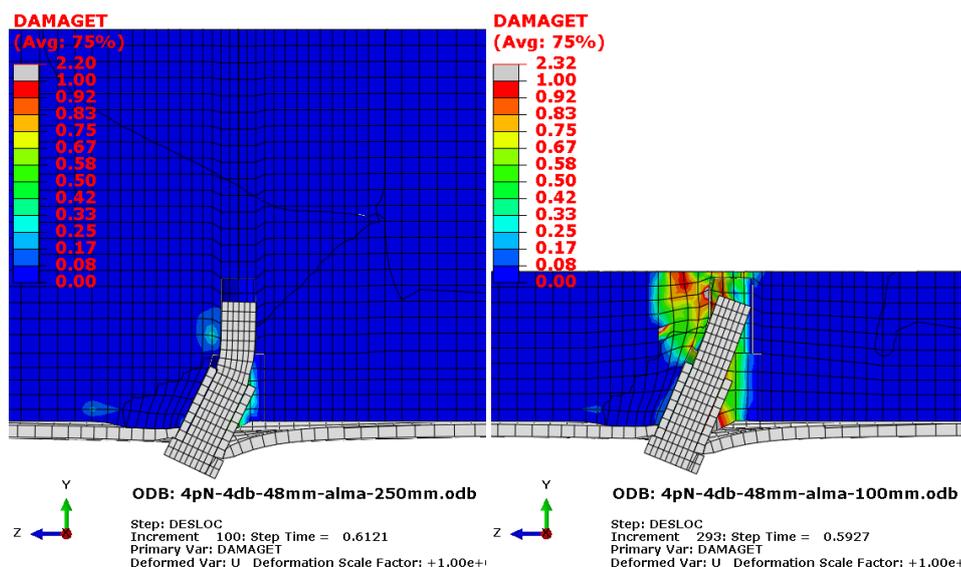


Figura 5-15 – Imagens comparativas entre os modelos "4pN-4db-48mm-alma-250mm" e "4pN-4db-48mm-alma-100mm", para os deslizamentos de aproximadamente (a) 6mm e (b) 12 mm.

Pelas imagens apresentadas na Figura 5-15 observa-se que o conector comporta-se de forma diferente em uma seção transversal maior em relação a uma seção menor. Para o modelo com 250 mm o parafuso apresenta flexão, através de uma curvatura na seção ao final do comprimento do rebite. Enquanto que no modelo com largura de alma igual a 100 mm, o movimento do conector assemelha-se a um giro de corpo rígido. Portanto, é possível concluir que a seção transversal dos pilares é fator preponderante na análise do comportamento dos conectores em PMPC.

g) Para os modelos da 3ª Categoria com mesma largura de alma e mesas (seção quadrada), observou-se que quanto maior a seção, menor a força máxima (conforme Figura 5-16). Ao aumentar-se a largura da alma e das mesas de 150 mm para 250 mm, por exemplo, obteve-se uma redução na força máxima de aproximadamente 10%.

Como para os modelos de 2ª Categoria, onde variou-se somente a largura da alma, observou-se que quanto maior este parâmetro, maior era a força máxima e nos modelos quadrados isso não ocorreu, pode-se atribuir o decréscimo da força máxima principalmente ao aumento na largura da mesa.

Nota-se também um comportamento diferente do modelo "4pN-alma-mesas-150mm". Em torno de 6 mm a força resistente se estabiliza e em torno de 12 mm a curva começa a

descender, caracterizando o início da abertura de fissuras. O mesmo não ocorre nos outros modelos dessa categoria.

O aumento da força máxima para modelos com seção transversal menor, pode ser atribuído ao fato de que quanto menor a seção transversal do pilar, maior o confinamento do concreto.

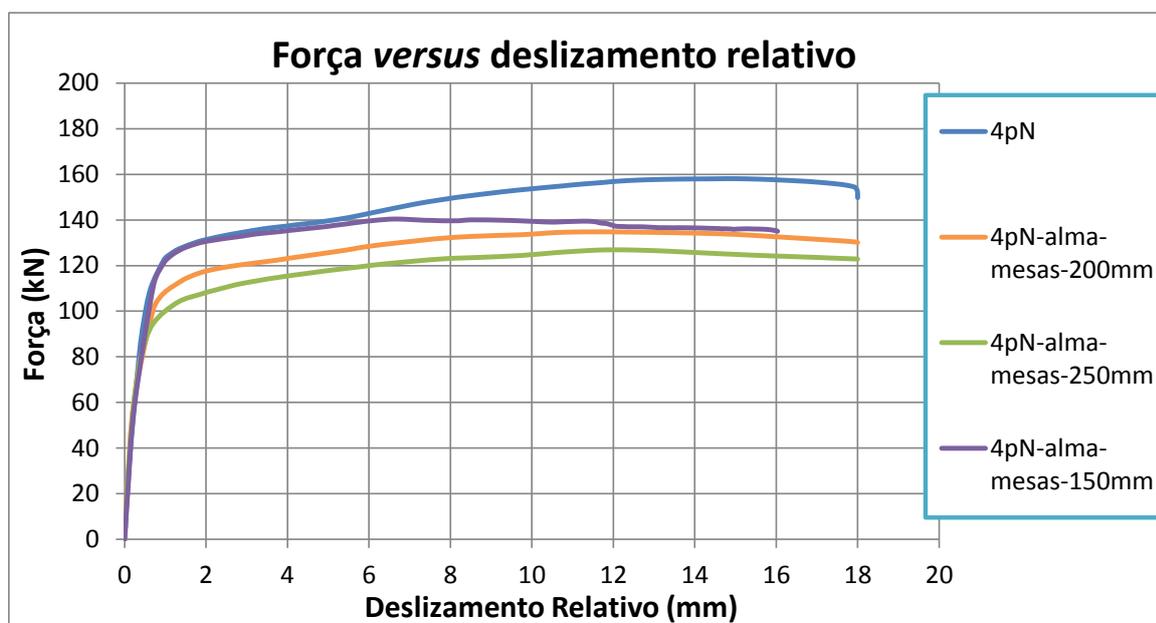


Figura 5-16 – Curva força versus deslizamento relativo para modelos da 3ª Categoria, para larguras de alma e mesas variando de 100 mm a 250 mm.

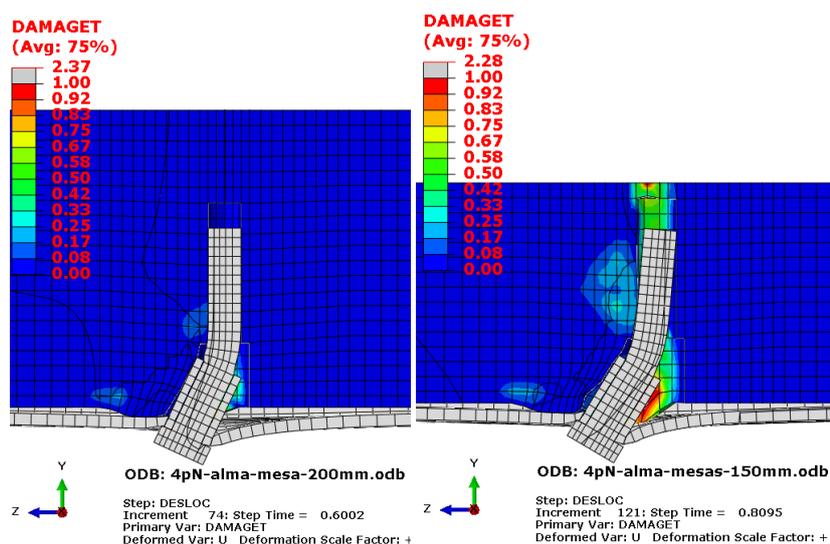


Figura 5-17 – Imagens comparativas entre os modelos "4pN-alma-mesa-250mm" e "4pN-alma-mesa-150mm", para os deslizamentos de aproximadamente 12 mm.

h) Para os modelos da 4ª Categoria de seções quadradas (100x100, 150x150, 200x200 e 250x250 mm) com fuste variando (36, 48, 70 e 84 mm), notou-se que a tipologia dos gráficos para os modelos (200x200)mm e (250x250)mm é similar, sendo que para comprimentos de fuste de 70 a 84 mm, a força máxima praticamente não se alterou (Figura 5-18). Para os modelos com comprimento de fuste igual a 36 mm, a força máxima é um pouco menor que a dos demais modelos e o formato do diagrama também é diferente. Isso ocorre, porque o comprimento de 36 mm de fuste é insuficiente para resistir a carga aplicada e, por isso, as tensões se concentram somente na cabeça do parafuso e do rebite.

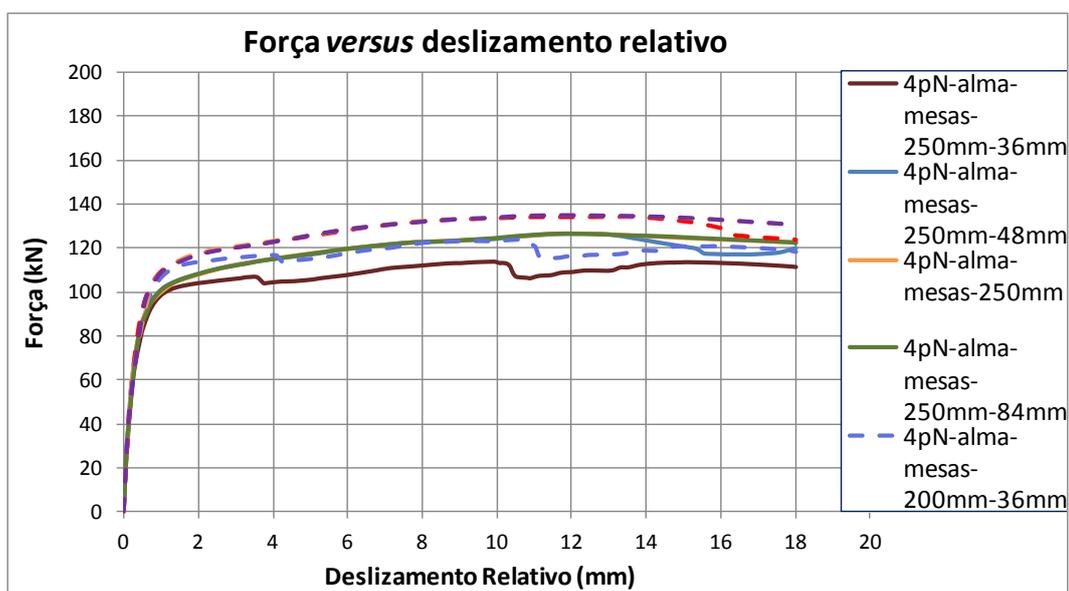


Figura 5-18 – Curva força *versus* deslizamento relativo para modelos da 4ª Categoria, para larguras de alma e mesas variando de 200 e 250 mm e comprimento do fuste do parafuso variando de 36 mm a 84 mm.

Entretanto, nota-se que para os modelos com alma de 100 mm ou com alma e mesa de 100 mm, a tipologia da curva tensão *versus* deformação é diferente de todos os demais modelos testados e o diagrama se assemelha ao de ensaios em pilares circulares que promovem um confinamento elevado ao concreto, aumentando em muito a resistência do pilar misto (conforme Figura 5-19).

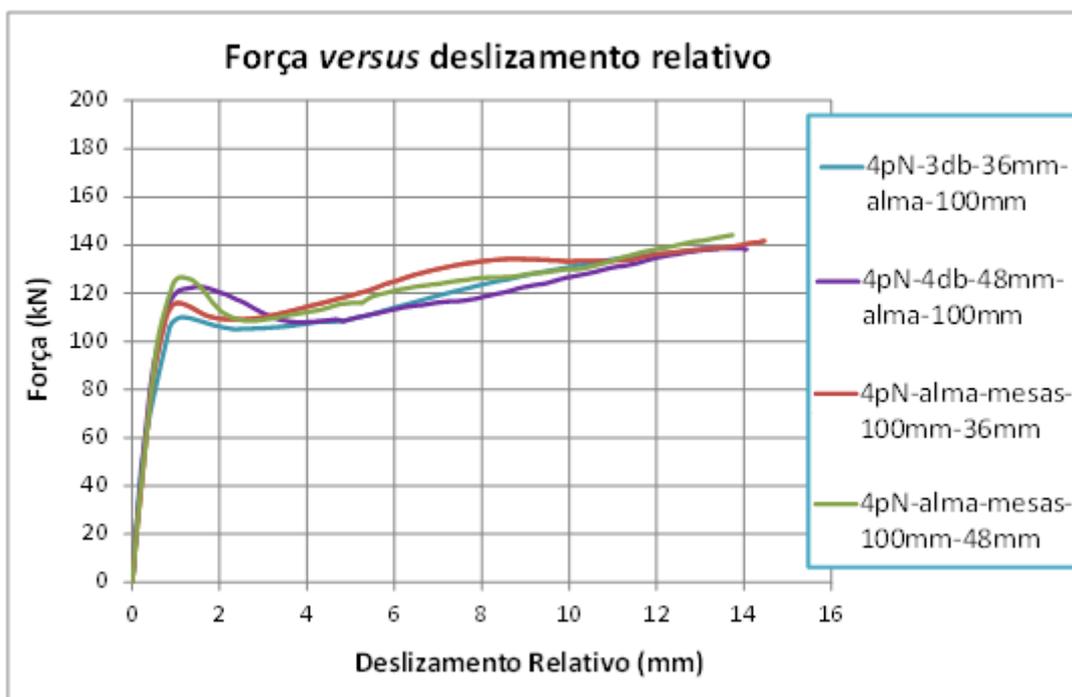


Figura 5-19 – Curva força *versus* deslizamento relativo para modelos da 2^a, com largura de alma igual a 100 mm e comprimento do fuste do parafuso variando de 36 mm e 48 mm e da 4^a Categoria, com alma e mesas 100 mm e comprimento do fuste do parafuso de 36mm e 48mm.

Nota-se pelos resultados de dano à compressão do concreto (Damage C) observados nos modelos paramétrico que esse ocorre em uma região de aproximadamente até 6 vezes o diâmetro do conector. Como esses modelos foram realizados de forma simplificada, isto é, somente $\frac{1}{4}$ da estrutura completa foi modelada, não tendo sido, portanto, avaliado as implicações do uso de solda intermitente, sugere-se que, na prática, haja sempre uma solda contínua de no mínimo 3 vezes o diâmetro do conector acima da região da ligação e de no mínimo 6 vezes o diâmetro médio do conector abaixo da região da ligação (Conforme Figura 5-20).

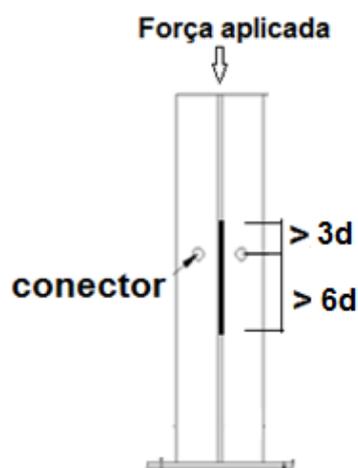


Figura 5-20 – Imagem esquemática da disposição da solda sugerida.

Todos estes modelos serviram para compreender melhor a influência dos parâmetros mecânicos e geométricos na resistência e nos mecanismos de falha de modelos de PMPC utilizando conectores de cisalhamento do tipo parafuso sextavado instalado com rebite circular com rosca interna.

6

ESTUDO ANALÍTICO

6.1 Considerações Gerais

Baseando-se nos resultados dos estudos dos modelos experimentais e numéricos foi elaborado um estudo analítico com a finalidade de definir um modelo de cálculo capaz de descrever a resistência dos conectores de cisalhamento do tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado. Para isso, inicialmente avaliou-se as equações propostas pela norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 para os conectores de cisalhamento do tipo parafuso em perfis tubulares, adaptadas para PFF, em concordância com a norma ABNT NBR 14762:2010. Em seguida, analisou-se novas propostas de modelos de cálculo, considerando as equações de dimensionamento propostas por Santos (2017) e as equações utilizadas no dimensionamento de chumbadores mecânicos sugeridas pela norma do *American Concrete Institute*, ACI 318-14 e pelo Anexo C da ETAG 001 desenvolvida pela *European Organisation for Technical Approvals* (EOTA).

6.2 Estudo Analítico

A resistência dos parafusos como conectores de cisalhamento em pilares mistos tubulares de aço e concreto (dispositivos do tipo 1), segundo a norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, é tomada como o menor valor obtido entre as expressões:

$$V_{Rd} = \ell_b \phi_b \sigma_{c,Rd} \leq 5 \phi_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (6-1)$$

$$V_{Rd} = 0,4\pi \frac{\phi_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}} \leq 2,4 \phi_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \quad (6-2)$$

onde:

ℓ_b e ϕ_b são o comprimento líquido (descontando-se a espessura da parede do tubo) e o diâmetro dos parafusos, respectivamente;

t é a espessura da parede do tubo;

f_u e f_{ub} são, respectivamente, a resistência à ruptura do aço do tubo e do parafuso;

A_2 é a área da superfície de concreto, A_1 é a área carregada sob a placa de apoio, γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto igual a 1,40 e γ_n é um coeficiente de comportamento igual a 1,40;

$\sigma_{c,Rd}$ segundo a ABNT NBR 8800:2008 é dado por: $\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck}$. Segundo a ABNT NBR 16239:2013, a relação A_2/A_1 deve ser tomada como sendo igual a 4. Como trata-se da análise de valores característicos de resistência, o coeficiente γ_c foi tomado igual a unidade nos cálculos e f_{ck} foi substituído por f_{cm} , sendo assim tem-se:

$$\sigma_{c,Rk} = \frac{2 \cdot f_{cm}}{1,4} = 1,43 f_{cm} \quad (6-3)$$

A Equação 6-1 refere-se à falha por esmagamento do concreto e limita ℓ_b a um valor menor ou igual a $5\phi_b$. Enquanto que a primeira parcela da inequação 6-2 refere-se à falha por cisalhamento do parafuso, considerando, de forma simplificada, que o plano de corte sempre passa pela rosca, a segunda parcela da inequação 6-2 refere-se à pressão de contato ou esmagamento do perfil de aço. Para esta última, a norma ABNT NBR 14762:2010 apresenta uma formulação diferente da ABNT NBR 16239:2013 para o cálculo da força resistente ao esmagamento do perfil e, por isso, substituiu-se a 2ª parcela da inequação 6-2 pela Equação 6-4 correspondente à Equação 10.3.5 da ABNT NBR 14762:2010, expressa por:

$$F_{Rd} = \frac{\alpha_e \phi t f_u}{\gamma} \quad (6-4)$$

onde: $\gamma = 1,55$ e α_e é um fator igual a $(0,183t + 1,53)$, com t em milímetros ($t \leq 4,75 \text{ mm}$).

A norma ABNT 14762:2010 também apresenta duas situações distintas para o cálculo da força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso, considerando que o plano de corte passa pela rosca e considerando que ele não passa pela rosca. Optou-se, portanto, por considerar esta última situação, uma vez que nos modelos numéricos paramétricos

desenvolvidos o diâmetro do parafuso já havia sido reduzido devido à presença da rosca ao modelar-se somente 80% da área de sua seção transversal.

Entretanto, todas essas equações foram definidas considerando somente a presença do parafuso como conector de cisalhamento. Contudo, a presença do rebite tubular também influencia na resistência final do conector e, portanto, deve ser considerada no cálculo. Para isso, criou-se o conceito de diâmetro médio (\emptyset_m), calculado a partir do resultado da multiplicação do diâmetro do rebite (\emptyset_r) e do parafuso (\emptyset_b), pela parcela de contribuição de cada um em relação ao comprimento total efetivo ℓ do conector. Este parâmetro está definido nas Equação 6-5.

$$\emptyset_m = \frac{\ell_r}{\ell} \emptyset_r + \frac{\ell_b}{\ell} \emptyset_b \quad (6-5)$$

onde: \emptyset_r é o diâmetro externo do rebite; \emptyset_b é o diâmetro efetivo do parafuso (diâmetro correspondente a 80% da área bruta do parafuso); ℓ é o comprimento efetivo total do conector; ℓ_r é o comprimento efetivo do rebite; ℓ_b é o comprimento efetivo do parafuso dado por: $\ell - \ell_r$;

Na equação referente ao esmagamento do perfil, entretanto, considerou-se o diâmetro externo do rebite, uma vez que é este que encontra-se em contato com o perfil de aço na ligação.

Após todas as considerações acima descritas, as Equações 6-1 e 6-2, foram redefinidas e representadas abaixo por meio das Equações 6-6 e 6-7.

$$V_{Rd} = \ell \emptyset_m 1,43 f_{cm} \leq 5 \cdot \emptyset_m^2 1,43 f_{cm} \quad (6-6)$$

$$V_{Rd} = 0,5 A_b f_{ub} + 0,5 A_r f_{ur} \leq \alpha_e d_r t f_u \quad (6-7)$$

onde: \emptyset_m é o diâmetro médio e \emptyset_r é o diâmetro externo do rebite.

A partir das equações acima, calculou-se analiticamente as forças resistentes dos modelos paramétricos e comparou-as com as forças encontradas nos modelos numéricos, conforme Tabela 6-1.

Tabela 6-1 – Comparação entre resultados, numéricos e analíticos, segundo a ABNT NBR 16239:2013, ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010

| MODELOS | CONCRETO | | CISLHAMENTO DO CONECTOR | ESMAGAMENTO DO PERFIL | $P_{u,teo}$ | $P_{u,num}$ | $\frac{P_{u,teo}}{P_{u,num}}$ |
|---------------------------|--------------------------------------|--|---|---|--------------|---------------|-------------------------------|
| | $l \cdot \phi_m \cdot \sigma_{c,Rk}$ | $5 \cdot \phi_m^2 \cdot \sigma_{c,Rk}$ | $0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} + 0,5 \cdot A_r \cdot f_{ur}$ | $\alpha \cdot \phi_r \cdot t \cdot f_u$ | | | |
| | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | - |
| 4pN | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 39,53 | 1,16 |
| 4pN-2mm | 50,20 | 45,62 | 61,40 | 29,50 | 29,50 | 23,57 | 1,25 |
| 4pN-4.75mm | 48,44 | 46,12 | 61,40 | 88,66 | 46,12 | 48,40 | 0,95 |
| 4pN-6.3mm | 47,45 | 46,43 | 61,40 | 117,62 | 46,43 | 54,00 | 0,86 |
| 4pN-mesas-100mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 40,84 | 1,12 |
| 4pN-mesas-150mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 35,32 | 1,30 |
| 4pN-mesas-200mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 33,64 | 1,37 |
| 4pN-alma-200mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 39,46 | 1,16 |
| 4pN-3db-36 mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 35,87 | 0,76 |
| 4pN-4db-48 mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 38,48 | 0,91 |
| 4pN-4db-84 mm | 58,06 | 43,80 | 61,40 | 64,65 | 43,80 | 39,52 | 1,11 |
| 4pN-parafuso-raio-4.47 | 41,73 | 33,21 | 47,36 | 56,57 | 33,21 | 31,70 | 1,05 |
| 4pN-parafuso-raio-6.26 | 56,43 | 60,72 | 77,23 | 72,73 | 56,43 | 45,67 | 1,24 |
| 4pN-3db-36mm-alma-100mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 34,78 | 0,78 |
| 4pN-3db-36mm-alma-150mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 34,78 | 0,78 |
| 4pN-3db-36mm-alma-200mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 36,67 | 0,74 |
| 4pN-3db-36mm-alma-250mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 36,78 | 0,74 |
| 4pN-4db-48mm-alma-100mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 34,69 | 1,01 |
| 4pN-4db-48mm-alma-150mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 35,10 | 1,00 |
| 4pN-4db-48mm-alma-200mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 39,14 | 0,89 |
| 4pN-4db-48mm-alma-250mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 39,45 | 0,89 |
| 4pN-alma-mesas-150mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 34,96 | 1,31 |
| 4pN-alma-mesas-200mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 33,70 | 1,36 |
| 4pN-alma-mesas-250mm | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 64,65 | 45,93 | 31,73 | 1,45 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-36mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 33,59 | 0,81 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-48mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 36,04 | 0,97 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-36mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | - | - |
| 4pN-alma-mesas-150mm-48mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 35,10 | 1,00 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-36mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 30,96 | 0,88 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-48mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 33,51 | 1,04 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-84mm | 58,06 | 43,80 | 61,40 | 64,65 | 43,80 | 34,42 | 1,27 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-36mm | 27,29 | 59,91 | 61,40 | 64,65 | 27,29 | 28,41 | 0,96 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-48mm | 34,98 | 52,29 | 61,40 | 64,65 | 34,98 | 31,66 | 1,10 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-84mm | 58,06 | 43,80 | 61,40 | 64,65 | 43,80 | 31,69 | 1,38 |
| 4pN-20 | 23,47 | 21,97 | 61,40 | 64,65 | 21,97 | 26,73 | 0,82 |
| 4pN-30 | 35,21 | 32,95 | 61,40 | 64,65 | 32,95 | 34,69 | 0,95 |
| 4pN-parafuso-400e500 | 49,08 | 45,93 | 59,14 | 64,65 | 45,93 | 39,17 | 1,17 |
| 4pN-parafuso-640e800 | 49,08 | 45,93 | 72,70 | 64,65 | 45,93 | 41,38 | 1,11 |
| 4pN-perfil-250e400 | 49,08 | 45,93 | 61,40 | 53,19 | 45,93 | 32,84 | 1,40 |
| | | | | | | MÉDIA= | 1,05 |
| | | | | | | DP= | 0,21 |
| | | | | | | CV= | 0,20 |

*O modelo numérico 4pN-alma-mesas-150mm-36mm não convergiu e, por isso, os respectivos resultados não foram apresentados.

Ao analisar a razão entre os resultados analíticos e numéricos, observa-se que em alguns modelos este parâmetro foi superior a 1,00, o que indica que os valores obtidos por meio do método analítico foram superiores aos resultados obtidos via método numérico. Além disso, o coeficiente de variação (CV), que fornece o grau de homogeneidade entre os resultados encontrados foi igual a 20%. Segundo Ferreira (1991), valores entre 15% e 20% são considerados de boa precisão.

Portanto, aplicou-se um fator de ajuste estatístico, calculado através da Equação (6-8) abaixo em todos os resultados obtidos através do método analítico apresentados na Tabela 6-1.

$$FA = \frac{1}{(\textit{média} + 1.65 \textit{ desvio padrão})} \quad (6-8)$$

Este fator tem como objetivo garantir que 95% dos resultados analíticos correspondentes à amostragem numérica se tornem inferiores aos resultados obtidos via MEF.

Tabela 6-2 – Valores teóricos ajustados com base na ABNT NBR 16239:2013, ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, considerando γ_n igual a 1,4.

| MODELOS | $P_{u,teo}$ | $P_{u,num}$ | $\frac{P_{u,teo}}{P_{u,num}}$ | $(\frac{P_{u,teo}}{P_{u,num}})$ AJUSTADO |
|---------------------------|--------------|---------------|-------------------------------|--|
| | [kN] | [kN] | - | - |
| 4pN | 45,93 | 39,53 | 1,16 | 0,83 |
| 4pN-2mm | 29,50 | 23,57 | 1,25 | 0,90 |
| 4pN-4.75mm | 46,12 | 48,40 | 0,95 | 0,68 |
| 4pN-6.3mm | 46,43 | 54,00 | 0,86 | 0,62 |
| 4pN-mesas-100mm | 45,93 | 40,84 | 1,12 | 0,80 |
| 4pN-mesas-150mm | 45,93 | 35,32 | 1,30 | 0,93 |
| 4pN-mesas-200mm | 45,93 | 33,64 | 1,37 | 0,98 |
| 4pN-alma-200mm | 45,93 | 39,46 | 1,16 | 0,83 |
| 4pN-3db-36 mm | 27,29 | 35,87 | 0,76 | 0,54 |
| 4pN-4db-48 mm | 34,98 | 38,48 | 0,91 | 0,65 |
| 4pN-4db-84 mm | 43,80 | 39,52 | 1,11 | 0,79 |
| 4pN-parafuso-raio-4.47 | 33,21 | 31,70 | 1,05 | 0,75 |
| 4pN-parafuso-raio-6.26 | 56,43 | 45,67 | 1,24 | 0,88 |
| 4pN-3db-36mm-alma-100mm | 27,29 | 34,78 | 0,78 | 0,56 |
| 4pN-3db-36mm-alma-150mm | 27,29 | 34,78 | 0,78 | 0,56 |
| 4pN-3db-36mm-alma-200mm | 27,29 | 36,67 | 0,74 | 0,53 |
| 4pN-3db-36mm-alma-250mm | 27,29 | 36,78 | 0,74 | 0,53 |
| 4pN-4db-48mm-alma-100mm | 34,98 | 34,69 | 1,01 | 0,72 |
| 4pN-4db-48mm-alma-150mm | 34,98 | 35,10 | 1,00 | 0,71 |
| 4pN-4db-48mm-alma-200mm | 34,98 | 39,14 | 0,89 | 0,64 |
| 4pN-4db-48mm-alma-250mm | 34,98 | 39,45 | 0,89 | 0,63 |
| 4pN-alma-mesas-150mm | 45,93 | 34,96 | 1,31 | 0,94 |
| 4pN-alma-mesas-200mm | 45,93 | 33,70 | 1,36 | 0,98 |
| 4pN-alma-mesas-250mm | 45,93 | 31,73 | 1,45 | 1,04 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-36mm | 27,29 | 33,59 | 0,81 | 0,58 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-48mm | 34,98 | 36,04 | 0,97 | 0,69 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-36mm | 27,29 | - | - | - |
| 4pN-alma-mesas-150mm-48mm | 34,98 | 35,10 | 1,00 | 0,71 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-36mm | 27,29 | 30,96 | 0,88 | 0,63 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-48mm | 34,98 | 33,51 | 1,04 | 0,75 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-84mm | 43,80 | 34,42 | 1,27 | 0,91 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-36mm | 27,29 | 28,41 | 0,96 | 0,69 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-48mm | 34,98 | 31,66 | 1,10 | 0,79 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-84mm | 43,80 | 31,69 | 1,38 | 0,99 |
| 4pN-20 | 21,97 | 26,73 | 0,82 | 0,59 |
| 4pN-30 | 32,95 | 34,69 | 0,95 | 0,68 |
| 4pN-parafuso-400e500 | 45,93 | 39,17 | 1,17 | 0,84 |
| 4pN-parafuso-640e800 | 45,93 | 41,38 | 1,11 | 0,79 |
| 4pN-perfil-250e400 | 45,93 | 32,84 | 1,40 | 1,00 |
| | | MÉDIA= | 1,05 | 0,75 |
| | | DP= | 0,21 | 0,15 |
| | | CV= | 0,20 | 0,20 |
| | | FA= | 0,72 | 1,00 |

*O modelo numérico 4pN-alma-mesas-150mm-36mm não convergiu e, por isso, os respectivos resultados não foram apresentados.

Entretanto, tendo em vista que este modelo mantém o valor de $\sigma_{c,Rk}$ atrelado ao valor de f_{cm} e pela análise dos modelos paramétricos e observação da tensão no concreto nestes modelos verificou-se que o valor de $\sigma_{c,Rk}$, em pilares tubulares retangulares ou quadrados, não varia somente de acordo com f_{cm} . Fatores como o grau de confinamento, as dimensões da seção, a espessura do tubo, a resistência do perfil de aço e o comprimento do fuste do parafuso também influenciam na resistência final do modelo.

Pela razão supracitada e a fim de encontrar uma solução que apresente resultados ainda mais satisfatórios e coerentes, isto é, a fim de encontrar uma equação com CV menor que 15% (ótima precisão), novas propostas foram testadas e estão melhor detalhadas nos itens subsequentes.

6.3 Propostas para modelo teórico

6.3.1 Santos (2017)

Após as conclusões sobre o modelo numérico exposto no item 6.2, uma segunda proposta foi testada, adotando-se a Equação 7.19 do trabalho de Santos (2017). Nesta equação, $\sigma_{c,Rd}$ é calculado por meio da equação 6.48 da norma europeia EN 1994-1-1:2004, apresentada pela Equação 6-9.

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + n_{cl} \frac{t f_y}{a f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1}, \leq f_{yd} \quad (6-9)$$

Onde: t é a espessura da parede do tubo de aço; a é a largura do seção quadrada (em modelos com seção retangular, considerou-se a largura a como sendo igual a largura da mesa (b_f) onde o conector estava instalado, uma vez que notou-se através do estudo paramétrico que esta largura influenciou mais na resistência do modelo que a largura da alma); n_{cl} é o fator de confinamento; para seções quadradas $n_{cl} = 3,5$; para seções circulares $n_{cl} = 4,9$ (neste trabalho adotou-se o valor de 3,5); A_c é a área da seção transversal do concreto avaliada para o conector; A_1 é a área de concreto em contato com o conector (no caso de mais de um, deve-se multiplicar essa área pelo número total de conectores). A Razão A_c/A_1 deve ser inferior a 20.

A formulação teórica do trabalho de Santos (2017) é baseada no modelo de cálculo representado pelas Figuras 6-1a e 6-1b.

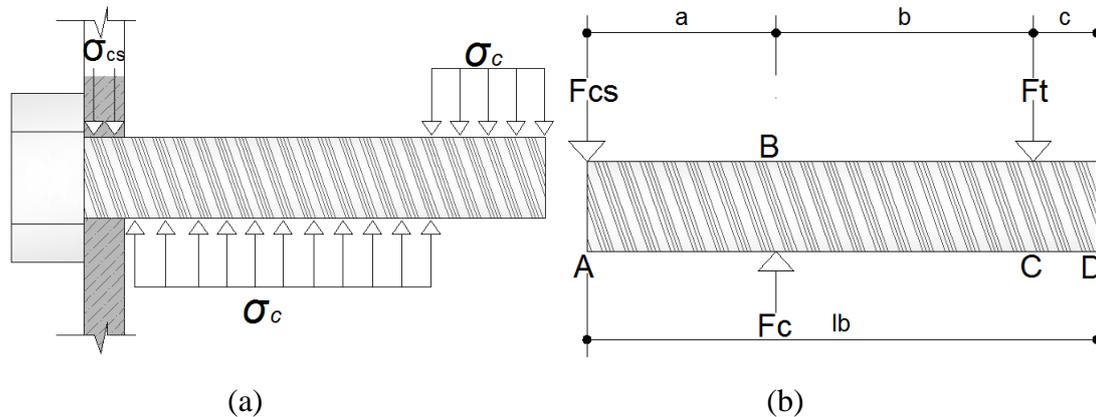


Figura 6-1 – Representação das (a) tensões atuantes (b) forças atuantes no conector (Santos, 2017).

Santos (2017) desenvolveu as equações de equilíbrio ($\sum M_c = 0$ e $\sum F = 0$) do modelo representado acima e chegou as seguintes relações:

$$F_t = 0,30\ell_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (6-10)$$

$$F_c = 0,70\ell_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (6-11)$$

$$F_{cs} = 0,40\ell_b\phi_b\sigma_{c,Rd} \quad (6-12)$$

Onde: F_t representa a força de tração resultante atuante no conector; F_c representa a força de compressão atuante no conector; F_{cs} representa a força resultante que atua na região de transferência de carga do conector para o perfil; ϕ_b é o diâmetro do conector; ℓ_b é o comprimento efetivo e $\sigma_{c,Rd}$ é a pressão resistente de cálculo.

Para aplicar a equação de Santos (2017) neste trabalho, algumas adaptações foram feitas. Substituiu-se o ϕ_b pelo ϕ_m e no cálculo de $\sigma_{c,Rd}$ substituiu-se f_{cd} e f_{ck} por f_{cm} . Assim como Santos (2017), a limitação da norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 de $\ell_b \leq 5d_b$ foi mantida no cálculo, substituindo somente ϕ_b por ϕ_m e ℓ_b por ℓ . A equação final utilizada foi portanto:

$$F_{cs} = 0,40\ell\phi_m\sigma_{c,Rd} \quad (6-13)$$

A Tabela 6-3 apresenta os resultados comparativos entre este novo modelo proposto e os resultados obtidos numericamente.

Tabela 6-3 – Comparação entre resultados, numérico e analítico, segundo as equações do trabalho de Santos (2017) e adaptações das equações da ABNT NBR 16762:2013 e ABNT NBR 14762:2010

| MODELOS ANALÍTICOS | | | | | | | |
|---------------------------|--|---|---|---|---------------------|---------------------|---|
| MODELOS | CONCRETO | | CISLHAMENTO DO CONECTOR | ESMAGAMENTO DO PERFIL | $P_{u, \text{teo}}$ | $P_{u, \text{num}}$ | $\frac{P_{u, \text{teo}}}{P_{u, \text{num}}}$ |
| | $\ell \cdot \phi_m \cdot \sigma_{c, Rk}$ | $0,40 \cdot \ell \cdot \phi_m \cdot \sigma_{c, Rk}$ | $0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub} + 0,5 \cdot A_r \cdot f_{ur}$ | $\alpha_c \cdot \phi_r \cdot t \cdot f_u$ | | | |
| | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | - |
| 4pN | 109,21 | 40,88 | 61,40 | 64,65 | 40,88 | 39,53 | 1,03 |
| 4pN-2mm | 76,50 | 27,80 | 61,40 | 29,50 | 27,80 | 23,57 | 1,18 |
| 4pN-4.75mm | 126,80 | 48,30 | 61,40 | 88,66 | 48,30 | 48,40 | 1,00 |
| 4pN-6.3mm | 152,50 | 59,69 | 61,40 | 117,62 | 59,69 | 54,00 | 1,11 |
| 4pN-mesas-100mm | 118,92 | 44,52 | 61,40 | 64,65 | 44,52 | 40,84 | 1,09 |
| 4pN-mesas-150mm | 104,33 | 39,06 | 61,40 | 64,65 | 39,06 | 35,32 | 1,11 |
| 4pN-mesas-200mm | 95,35 | 35,70 | 61,40 | 64,65 | 35,70 | 33,64 | 1,06 |
| 4pN-alma-200mm | 114,61 | 42,90 | 61,40 | 64,65 | 42,90 | 39,46 | 1,09 |
| 4pN-3db-36 mm | 75,95 | 30,38 | 61,40 | 64,65 | 30,38 | 35,87 | 0,85 |
| 4pN-4db-48 mm | 88,26 | 35,31 | 61,40 | 64,65 | 35,31 | 38,48 | 0,92 |
| 4pN-4db-84 mm | 121,77 | 36,75 | 61,40 | 64,65 | 36,75 | 39,52 | 0,93 |
| 4pN-parafuso-raio-4.47 | 98,28 | 31,28 | 47,36 | 56,57 | 31,28 | 31,70 | 0,99 |
| 4pN-parafuso-raio-6.26 | 119,73 | 47,89 | 77,23 | 72,73 | 47,89 | 45,67 | 1,05 |
| 4pN-3db-36mm-alma-100mm | 61,35 | 24,54 | 61,40 | 64,65 | 24,54 | 34,78 | 0,71 |
| 4pN-3db-36mm-alma-150mm | 71,54 | 28,61 | 61,40 | 64,65 | 28,61 | 34,78 | 0,82 |
| 4pN-3db-36mm-alma-200mm | 80,05 | 32,02 | 61,40 | 64,65 | 32,02 | 36,67 | 0,87 |
| 4pN-3db-36mm-alma-250mm | 87,50 | 35,00 | 61,40 | 64,65 | 35,00 | 36,78 | 0,95 |
| 4pN-4db-48mm-alma-100mm | 71,88 | 28,75 | 61,40 | 64,65 | 28,75 | 34,69 | 0,83 |
| 4pN-4db-48mm-alma-150mm | 83,31 | 33,32 | 61,40 | 64,65 | 33,32 | 35,10 | 0,95 |
| 4pN-4db-48mm-alma-200mm | 92,86 | 37,14 | 61,40 | 64,65 | 37,14 | 39,14 | 0,95 |
| 4pN-4db-48mm-alma-250mm | 101,23 | 40,49 | 61,40 | 64,65 | 40,49 | 39,45 | 1,03 |
| 4pN-alma-mesas-150mm | 98,90 | 37,02 | 61,40 | 64,65 | 37,02 | 34,96 | 1,06 |
| 4pN-alma-mesas-200mm | 99,75 | 37,34 | 61,40 | 64,65 | 37,34 | 33,70 | 1,11 |
| 4pN-alma-mesas-250mm | 100,26 | 37,53 | 61,40 | 64,65 | 37,53 | 31,73 | 1,18 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-36mm | 66,83 | 26,73 | 61,40 | 64,65 | 26,73 | 33,59 | 0,80 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-48mm | 78,03 | 31,21 | 61,40 | 64,65 | 31,21 | 36,04 | 0,87 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-36mm | 68,12 | 27,25 | 61,40 | 64,65 | 27,25 | — | — |
| 4pN-alma-mesas-150mm-48mm | 79,47 | 31,79 | 61,40 | 64,65 | 31,79 | 35,10 | 0,91 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-36mm | 68,76 | 27,50 | 61,40 | 64,65 | 27,50 | 30,96 | 0,89 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-48mm | 80,20 | 32,08 | 61,40 | 64,65 | 32,08 | 33,51 | 0,96 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-84mm | 111,51 | 33,65 | 61,40 | 64,65 | 33,65 | 34,42 | 0,98 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-36mm | 59,16 | 23,66 | 61,40 | 64,65 | 23,66 | 28,41 | 0,83 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-48mm | 75,84 | 30,34 | 61,40 | 64,65 | 30,34 | 31,66 | 0,96 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-84mm | 112,06 | 33,82 | 61,40 | 64,65 | 33,82 | 31,69 | 1,07 |
| 4pN-20 | 91,29 | 34,17 | 61,40 | 64,65 | 34,17 | 26,73 | 1,28 |
| 4pN-30 | 99,50 | 37,25 | 61,40 | 64,65 | 37,25 | 34,69 | 1,07 |
| 4pN-parafuso-400e500 | 109,21 | 40,88 | 59,14 | 64,65 | 40,88 | 39,17 | 1,04 |
| 4pN-parafuso-640e800 | 109,21 | 40,88 | 72,70 | 64,65 | 40,88 | 41,38 | 0,99 |
| 4pN-perfil-250e400 | 84,45 | 31,61 | 61,40 | 53,19 | 31,61 | 32,84 | 0,96 |
| | | | | | | MÉDIA= | 0,99 |
| | | | | | | DP= | 0,12 |
| | | | | | | CV= | 0,12 |

*O modelo numérico 4pN-alma-mesas-150mm-36mm não convergiu e, por isso, os respectivos resultados não foram apresentados.

Conclui-se que esta formulação apresentou melhores resultados que a proposta da ABNT NBR 16762:2013, apresentada no item 6.2. A média diminuiu, passando de 1,05 para 0,99; o desvio padrão (DP) passou de 0,21 para 0,12 e a coeficiente de variação (CV) passou de 20% para 12%, o que demonstra que este modelo possui uma maior homogeneidade nos resultados e ótima precisão (CV abaixo de 15%).

Entretanto, ao analisar a razão entre os resultados dos modelos numéricos e os resultados analíticos, observa-se que alguns modelos apresentaram razão superior à 1,00, sendo os modelos 4pN-2mm e 4pN-20 com maiores razões, 1,18 e 1,28, respectivamente. A fim de obter razões sempre iguais ou inferiores a 1,00 foi aplicado um fator de ajuste estatístico (FA) por meio da Equação 6-13 em todos os modelos apresentados na Tabela 6-3.

$$FA = \frac{1}{(\text{média} + 1.65 \text{ desvio padrão})} \quad (6-14)$$

Na Tabela 6-4 tem-se os resultados numéricos após a introdução deste fator.

Tabela 6-4 – Valores teóricos ajustados da proposta de Santos (2017).

| MODELOS ANALÍTICOS | | | | |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---|--|
| MODELOS | P_{u, teo} | P_{u, num} | P_{u, teo}/ P_{u, num} | (P_{u, teo}/ P_{u, num}) AJUSTADO |
| | [kN] | [kN] | - | - |
| 4pN | 40,88 | 39,53 | 1,03 | 0,88 |
| 4pN-2mm | 27,80 | 23,57 | 1,18 | 1,00 |
| 4pN-4.75mm | 48,30 | 48,40 | 1,00 | 0,84 |
| 4pN-6.3mm | 59,69 | 54,00 | 1,11 | 0,94 |
| 4pN-mesas-100mm | 44,52 | 40,84 | 1,09 | 0,92 |
| 4pN-mesas-150mm | 39,06 | 35,32 | 1,11 | 0,94 |
| 4pN-mesas-200mm | 35,70 | 33,64 | 1,06 | 0,90 |
| 4pN-alma-200mm | 42,90 | 39,46 | 1,09 | 0,92 |
| 4pN-3db-36 mm | 30,38 | 35,87 | 0,85 | 0,72 |
| 4pN-4db-48 mm | 35,31 | 38,48 | 0,92 | 0,78 |
| 4pN-4db-84 mm | 36,75 | 39,52 | 0,93 | 0,79 |
| 4pN-parafuso-raio-4.47 | 31,28 | 31,70 | 0,99 | 0,84 |
| 4pN-parafuso-raio-6.26 | 47,89 | 45,67 | 1,05 | 0,89 |
| 4pN-3db-36mm-alma-100mm | 24,54 | 34,78 | 0,71 | 0,60 |
| 4pN-3db-36mm-alma-150mm | 28,61 | 34,78 | 0,82 | 0,70 |
| 4pN-3db-36mm-alma-200mm | 32,02 | 36,67 | 0,87 | 0,74 |
| 4pN-3db-36mm-alma-250mm | 35,00 | 36,78 | 0,95 | 0,81 |
| 4pN-4db-48mm-alma-100mm | 28,75 | 34,69 | 0,83 | 0,70 |
| 4pN-4db-48mm-alma-150mm | 33,32 | 35,10 | 0,95 | 0,80 |
| 4pN-4db-48mm-alma-200mm | 37,14 | 39,14 | 0,95 | 0,80 |
| 4pN-4db-48mm-alma-250mm | 40,49 | 39,45 | 1,03 | 0,87 |
| 4pN-alma-mesas-150mm | 37,02 | 34,96 | 1,06 | 0,90 |
| 4pN-alma-mesas-200mm | 37,34 | 33,70 | 1,11 | 0,94 |
| 4pN-alma-mesas-250mm | 37,53 | 31,73 | 1,18 | 1,00 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-36mm | 26,73 | 33,59 | 0,80 | 0,67 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-48mm | 31,21 | 36,04 | 0,87 | 0,73 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-36mm | 27,25 | 0,00 | — | — |
| 4pN-alma-mesas-150mm-48mm | 31,79 | 35,10 | 0,91 | 0,77 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-36mm | 27,50 | 30,96 | 0,89 | 0,75 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-48mm | 32,08 | 33,51 | 0,96 | 0,81 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-84mm | 33,65 | 34,42 | 0,98 | 0,83 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-36mm | 23,66 | 28,41 | 0,83 | 0,70 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-48mm | 30,34 | 31,66 | 0,96 | 0,81 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-84mm | 33,82 | 31,69 | 1,07 | 0,90 |
| 4pN-20 | 34,17 | 26,73 | 1,28 | 1,08 |
| 4pN-30 | 37,25 | 34,69 | 1,07 | 0,91 |
| 4pN-parafuso-400e500 | 40,88 | 39,17 | 1,04 | 0,88 |
| 4pN-parafuso-640e800 | 40,88 | 41,38 | 0,99 | 0,84 |
| 4pN-perfil-250e400 | 31,61 | 32,84 | 0,96 | 0,81 |
| | | MÉDIA= | 0,99 | 0,83 |
| | | DP= | 0,12 | 0,10 |
| | | CV= | 0,12 | 0,12 |
| | | FA= | 0,85 | 1,00 |

*O modelo numérico 4pN-alma-mesas-150mm-36mm não convergiu e, por isso, os respectivos resultados não foram apresentados.

Após aplicado o coeficiente de ponderação de 0,85, o único modelo que apresentou razão superior a 1,00 foi o modelo 4pN-20, no qual apresenta um concreto com f_{ck} de 20 MPa. Por esta razão, sugere-se não aplicar a equação desenvolvida neste trabalho para concreto com resistência inferior a 30 MPa.

6.3.2 ACI 318-14 e Anexo C da ETAG 001

Outra proposta analisada neste trabalho para definir o modelo teórico a ser adotado foi baseada nas equações de dimensionamento da resistência ao cisalhamento de chumbadores mecânicos sugeridas pela norma do *American Concrete Institute*, ACI 318-14 e pelo Anexo C da ETAG 001 desenvolvida pela *European Organisation for Technical Approvals* (EOTA).

Nessas duas literaturas, o cisalhamento nos chumbadores pode promover três tipos de falha, sendo elas: a falha do aço (*Steel failure – ETAG e Steel strenght in shear – ACI*); a falha por arrancamento do concreto (*Concrete pry-out failure – ETAG e Concrete pryout strenght in shear*) e a falha do concreto em cone (*Concrete edge failure – ETAG e Concrete breakout strenght in shear*). Estas falhas estão representadas nas Figuras 6.2 e 6.3.

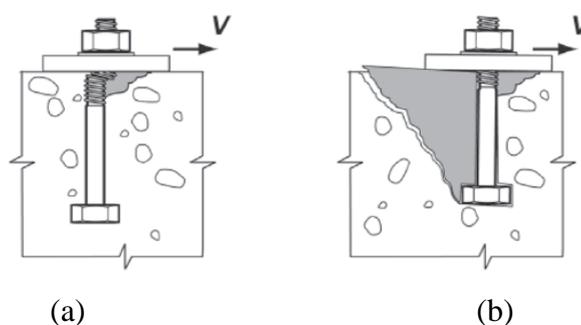


Figura 6-2 – (a) Falha no aço por cisalhamento (b) Arrancamento do concreto (ACI 318-14).

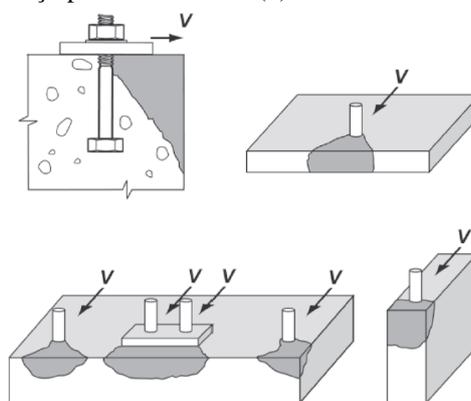


Figura 6-3 – Falha do concreto em cone (ACI 318-14).

Avaliou-se somente a falha devido ao arrancamento do concreto (*pry-out*), uma vez que esta seria a mais similar às observadas nos modelos numéricos. As equações para a força resistente nominal do concreto ao arrancamento estão abaixo definidas, de acordo com as prescrições do ACI e do ETAG.

- **ACI 318-14**

$$V_{cp} = k_{cp} \cdot N_{cp} \quad (6-15)$$

onde: $k_{cp} = 1,0$ para chumbadores com diâmetros menores que 63,5 mm e $k_{cp} = 2,0$ para diâmetros acima de 63,5 mm e, N_{cp} é a resistência característica de um chumbador ao arrancamento, no caso de falha no concreto, dado por:

$$N_{cp} = N_{cbg} = \left(A_{Nc} / A_{Nco} \right) \cdot \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b.$$

Os parâmetros N_{cbg} , A_{Nc} , A_{Nco} , $\psi_{ec,N}$, $\psi_{ed,N}$, $\psi_{c,N}$, $\psi_{cp,N}$ e N_b utilizados no cálculo de N_{cp} , estão melhor explicados a seguir:

- N_{cbg} é a resistência característica de um grupo de chumbadores ao arrancamento;
- N_b é a carga última característica do chumbador com modalidade de falha por ruptura do concreto, dada por: $N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$, onde k_c é igual a 10 para chumbadores pré-instalados (*cast-in anchors*) e 7 para chumbadores pós-instalados (*post-installed anchors*), λ_a é um fator de modificação para concreto leve dado por: $1,0\lambda$ para chumbadores pré-instalados, onde λ é igual a 1,0 para o concreto com peso normal e f'_c é a resistência à compressão do concreto, neste trabalho adotada como igual a f_{cm} ;
- A_{Nc} é a área equivalente projetada em mm² da superfície de falha de um chumbador isolado ou de um grupo de chumbadores, quando a distância à pelo menos uma das bordas do bloco de concreto é inferior a $1,5 h_{ef}$. Neste trabalho, calculou-se A_{Nc} como três vezes o comprimento efetivo ($3,0 h_{ef}$) do conector multiplicado pela largura da mesa (descontando a espessura do perfil);

– A_{Nco} é a área equivalente à área projetada em mm^2 da superfície cônica de falha do concreto para um chumbador isolado, distante das bordas mais do que $1,5 \cdot h_{ef}$, igual a $9 \cdot h_{ef}^2$;

– $\psi_{ec,N}$ é o fator de modificação para um grupo de chumbadores que recebem carga excêntrica de tração, dado por: $\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)}$, onde e'_N é a excentricidade da

aplicação da força em relação ao conector, considerada nula neste trabalho, já que a força é aplicada de forma distribuída uniformemente no concreto;

– $\psi_{ed,N}$ é o fator de modificação que considera os efeitos de borda para um chumbador ou um grupo de chumbadores submetidos à esforços de tração, dado por: $\psi_{ed,N} = 1,0$ para $c_{a,min} \geq 1,5h_{ef}$ e $\psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a,min}}{1,5h_{ef}}$ para $c_{a,min} < 1,5h_{ef}$, onde $c_{a,min}$ é a menor distância entre o conector e a borda (neste trabalho este coeficiente foi considerado igual a 1,0, uma vez que o concreto encontra-se confinado e, portanto, não ocorre o efeito de borda);

– $\psi_{c,N}$ é utilizado em locais que a análise do concreto quando submetido a cargas de serviço indica que não há fissuras, dado por: $\psi_{c,N} = 1,25$ para chumbadores pré-instalados (*cast-in anchors*) e $\psi_{c,N} = 1,40$ para chumbadores pós-instalados (*post-installed anchors*), no caso de verificar-se que há fissuração no concreto este coeficiente deve ser tomado como 1,0. Neste trabalho utilizou-se este coeficiente como igual a 1,0, uma vez que observa-se fissuração no concreto, próximo aos conectores, a partir de um dado momento da aplicação de carga pelo atuador;

– $\psi_{cp,N}$ é um fator de modificação utilizado em concreto não fissurados, em chumbadores pós-instalados em concreto sem armadura, dado por: $\psi_{cp,N} = 1,0$ para $c_{a,min} \geq c_{ac}$ e $\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}}$ para $c_{a,min} < c_{ac}$, sendo que este valor não pode ser menor que $\frac{1,5h_{ef}}{c_{ac}}$. O valor de c_{ac} é igual a $2h_{ef}$ para chumbadores de adesão química (*adhesive anchor*), $2,5h_{ef}$ para chumbadores de segurança (*undercut anchor*), $4,0h_{ef}$ para chumbador de expansão por torque (*torque-controlled expansion anchors*) e $4,0h_{ef}$ para chumbador de expansão por percussão (*displacement-controlled expansion*).

anchors), para outros casos, inclusive para chumbadores pré-instalados este valor deve ser tomado como 1,0. Neste trabalho adotou-se este coeficiente igual a 1,0, uma vez que os conectores são pré-instalados.

Portanto, todos os fatores de modificação foram adotados neste trabalho como sendo iguais a 1,0, de forma que a força resistente nominal ao arrancamento dependerá somente do coeficiente k_{cp} , da razão entre as áreas A_{Nc} e A_{Nc0} e de N_b . Reescrevendo a Equação 6-15, tem-se:

$$V_{cp} = k_{cp} \cdot \left(A_{Nc} / A_{Nc0} \right) \cdot N_b \quad (6-16)$$

- **ANEXO C – ETAG 001 (EOTA)**

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} \quad (6-17)$$

onde: $k = 1,0$ para chumbadores com diâmetros menores que 60,0 mm e $k = 2,0$ para diâmetros acima de 60,0 mm e $N_{Rk,c}$ é a resistência característica de um chumbador ou de um grupo de chumbadores, no caso de falha no concreto; dado por:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \left(A_{c,N} / A_{c,N}^0 \right) \cdot \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N}$$

Os parâmetros $N_{Rk,c}^0$, $A_{c,N}$, $A_{c,N}^0$, $\psi_{s,N}$, $\psi_{re,N}$ e $\psi_{ec,N}$ utilizados no cálculo de $N_{Rk,c}$, estão melhor explicados a seguir:

– $N_{Rk,c}^0$ é o valor inicial de resistência característica do chumbador instalado em concreto fissurado ou não fissurado, dado por: $N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube} \cdot h_{ef}^{1.5}}$, onde k_1 é igual a 7.2 para concreto fissurado (*cracked*) e 10.1 para o concreto não fissurado (*non-cracked*) e os valores de $f_{ck,cube}$ são baseados nos valores de f_{ck} e podem ser extraídos e interpolados com base nas prescrições da norma britânica BS EN 206-1:2000. Neste trabalho calculou-se $f_{ck,cube}$ a partir dos valores de f_{cm} ;

– $A_{c,N}$ é a área real do cone de concreto projetada em mm^2 da superfície de concreto, limitada pela sobreposição dos cones de concreto formados pelos chumbadores adjacentes, sendo essa distância “s” menor ou igual a $s_{cr,N}$ e a distância dos chumbadores até as bordas do concreto “c” menor ou igual a $c_{cr,N}$, onde $s_{cr,N} = 2 c_{cr,N} = 3 h_{ef}$. Portanto, calculou-se $A_{c,N}$ como três vezes o comprimento efetivo do conector ($3,0 h_{ef}$) multiplicado pela largura da mesa (descontando a espessura do perfil);

– $A_{c,N}^0$ é a área do cone de concreto idealizada como uma pirâmide para um chumbador isolado, de largura igual a h_{ef} e lado da base equivalente a $s_{cr,N}$, de forma que $A_{c,N}^0 = 9 \cdot h_{ef}^2$;

– $\psi_{s,N}$ é fator que leva em consideração a perturbação na distribuição de tensões no concreto devido aos efeitos de borda, dado por: $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$, onde c é a menor distância entre o conector e a borda e $c_{cr,N}$ é $1,5h_{ef}$;

– $\psi_{ec,N}$ leva em consideração o efeito de grupo quando forças de tração diferentes atuam nos chumbadores dado por: $\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}\right)}$, onde e_N é a excentricidade da aplicação da força em relação ao conector;

– $\psi_{re,N}$ é relativo ao efeito da armadura e é dado por $\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$;

Todos os fatores da formulação do EOTA foram considerados iguais a 1,0 pelos mesmos motivos apresentados na descrição dos fatores do ACI. Portanto, reescrevendo a fórmula, tem-se:

$$V_{Rk,cp} = k \cdot \left(\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \right) \cdot N_{Rk,c}^0 \quad (6-18)$$

Desta forma, a diferença entre as duas formulações será somente em relação ao cálculo da resistência característica $N_{Rk,c}^0$ para o EOTA e N_b para o ACI, entretanto são diferenças bem sutis que se diferenciam somente pelo $f_{ck,cube}$ (interpolado a partir de f_{cm}) e f'_c (igual ao f_{cm}) e em relação ao valor de k_1 (igual a 7,2) e k_c (igual a 10). Neste caso, estes valores

influem nos resultados finais, conforme pode ser visto na Tabela 6-5, onde tem-se os resultados obtidos considerando as duas formulações.

Tabela 6-5 – Resultados analíticos considerando as formulações do ETAG 001 e do ACI 318-14.

| MODELOS | ACI-k.N _{cp} | N _{u,num} | P _{u,teo} / N _{u,num} | ETAG-k.N _{cp} | N _{u,num} | P _{u,teo} / N _{u,num} |
|---------------------------|-----------------------|--------------------|--|------------------------|--------------------|--|
| | [kN] | [kN] | - | [kN] | [kN] | - |
| 4pN | 21,49 | 39,53 | 0,54 | 15,48 | 39,53 | 0,39 |
| 4pN-2mm | 22,40 | 23,57 | 0,95 | 16,13 | 23,57 | 0,68 |
| 4pN-4.75mm | 20,98 | 48,40 | 0,43 | 15,11 | 48,40 | 0,31 |
| 4pN-6.3mm | 20,20 | 54,00 | 0,37 | 14,54 | 54,00 | 0,27 |
| 4pN-mesas-100mm | 16,23 | 40,84 | 0,40 | 11,69 | 40,84 | 0,29 |
| 4pN-mesas-150mm | 25,00 | 35,32 | 0,71 | 18,00 | 35,32 | 0,51 |
| 4pN-mesas-200mm | 33,77 | 33,64 | 1,00 | 24,32 | 33,64 | 0,72 |
| 4pN-alma-200mm | 21,49 | 39,46 | 0,54 | 15,48 | 39,46 | 0,39 |
| 4pN-3db-36 mm | 7,50 | 35,87 | 0,21 | 5,40 | 35,87 | 0,15 |
| 4pN-4db-48 mm | 8,78 | 38,48 | 0,23 | 6,32 | 38,48 | 0,16 |
| 4pN-4db-84 mm | 23,66 | 39,52 | 0,60 | 17,03 | 39,52 | 0,43 |
| 4pN-parafuso-raio-4.47 | 21,49 | 31,70 | 0,68 | 15,48 | 31,70 | 0,49 |
| 4pN-parafuso-raio-6.26 | 21,49 | 45,67 | 0,47 | 15,48 | 45,67 | 0,34 |
| 4pN-3db-36mm-alma-100mm | 7,50 | 34,78 | 0,22 | 5,40 | 34,78 | 0,16 |
| 4pN-3db-36mm-alma-150mm | 7,50 | 34,78 | 0,22 | 5,40 | 34,78 | 0,16 |
| 4pN-3db-36mm-alma-200mm | 7,50 | 36,67 | 0,20 | 5,40 | 36,67 | 0,15 |
| 4pN-3db-36mm-alma-250mm | 7,50 | 36,78 | 0,20 | 5,40 | 36,78 | 0,15 |
| 4pN-4db-48mm-alma-100mm | 8,78 | 34,69 | 0,25 | 6,32 | 34,69 | 0,18 |
| 4pN-4db-48mm-alma-150mm | 8,78 | 35,10 | 0,25 | 6,32 | 35,10 | 0,18 |
| 4pN-4db-48mm-alma-200mm | 8,78 | 39,14 | 0,22 | 6,32 | 39,14 | 0,16 |
| 4pN-4db-48mm-alma-250mm | 8,78 | 39,45 | 0,22 | 6,32 | 39,45 | 0,16 |
| 4pN-alma-mesas-150mm | 25,00 | 34,96 | 0,72 | 18,00 | 34,96 | 0,51 |
| 4pN-alma-mesas-200mm | 33,77 | 33,70 | 1,00 | 24,32 | 33,70 | 0,72 |
| 4pN-alma-mesas-250mm | 42,55 | 31,73 | 1,34 | 30,63 | 31,73 | 0,97 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-36mm | 5,66 | 33,59 | 0,17 | 4,08 | 33,59 | 0,12 |
| 4pN-alma-mesas-100mm-48mm | 6,63 | 36,04 | 0,18 | 4,77 | 36,04 | 0,13 |
| 4pN-alma-mesas-150mm-36mm | 8,72 | - | - | 6,28 | - | - |
| 4pN-alma-mesas-150mm-48mm | 10,22 | 35,10 | 0,29 | 7,36 | 35,10 | 0,21 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-36mm | 11,78 | 30,96 | 0,38 | 8,48 | 30,96 | 0,27 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-48mm | 13,80 | 33,51 | 0,41 | 9,94 | 33,51 | 0,30 |
| 4pN-alma-mesas-200mm-84mm | 37,17 | 34,42 | 1,08 | 26,76 | 34,42 | 0,78 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-36mm | 11,84 | 28,41 | 0,42 | 8,53 | 28,41 | 0,30 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-48mm | 17,39 | 31,66 | 0,55 | 12,52 | 31,66 | 0,40 |
| 4pN-alma-mesas-250mm-84mm | 46,83 | 31,69 | 1,48 | 33,72 | 31,69 | 1,06 |
| 4pN-20 | 14,86 | 26,73 | 0,56 | 10,70 | 26,73 | 0,40 |
| 4pN-30 | 18,20 | 34,69 | 0,52 | 13,11 | 34,69 | 0,38 |
| 4pN-parafuso-400e500 | 21,49 | 39,17 | 0,55 | 15,48 | 39,17 | 0,40 |
| 4pN-parafuso-640e800 | 21,49 | 41,38 | 0,52 | 15,48 | 41,38 | 0,37 |
| 4pN-perfil-250e400 | 21,49 | 32,84 | 0,65 | 15,48 | 32,84 | 0,47 |
| | | MÉDIA= | 0,52 | | MÉDIA= | 0,37 |
| | | DP= | 0,33 | | DP= | 0,24 |
| | | CV= | 0,63 | | CV= | 0,63 |

*O modelo numérico 4pN-alma-mesas-150mm-36mm não convergiu e, por isso, os respectivos resultados não foram apresentados.

6.4 Análise dos resultados e Modelo Final

Analisando a norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, em concordância com a norma ABNT NBR 14762:2010 e com a ABNT NBR 8800:2008, a proposta de modelo de cálculo desenvolvida no trabalho de Santos (2017) e as equações previstas no ACI 318-14 e no Anexo C da ETAG 001, pôde-se verificar que aquela que melhor representa os modelos numéricos paramétricos desenvolvidos neste trabalho é a proposta de Santos (2017).

As equações do ACI 318-14 e do Anexo C da ETAG 001 não apresentaram resultados satisfatórios para este tipo de aplicação, com desvio padrão acima de 0,20 e coeficiente de variação de 0,63 (em ambos). As equações de dimensionamento testadas baseadas nas normas ABNT NBR 16239:2013, ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010 apresentaram resultados superdimensionados para as forças máximas dos modelo e as falhas não condiziam com o observado numericamente. Entretanto, com a adição do coeficiente de comportamento γ_n no cálculo de $\sigma_{c,Rk}$, a média dos valores de força máxima se aproximou de 1,0, porém a coeficiente de variação tornou-se igual a 0,20 que é o limite máximo para considerar os resultados homogêneos.

Por outro lado, o modelo de cálculo baseado no trabalho de Santos (2017) apresentou resultados muito satisfatórios, com média de aproximadamente 1,0 e desvio padrão e coeficiente de variação de 0,12. Aplicou-se ainda um fator de correção para que os modelos com razão entre o modelo analítico e modelo via MEF superior a 1,0 tivessem a razão reduzida, de forma que 95% dos resultados analíticos fossem inferiores aos resultados obtidos via MEF. Assim, a formulação final sugerida para o cálculo da resistência do rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado, quando à falha ocorre no concreto, com $\ell \leq 5\emptyset_m$, pode ser dada por:

$$V_{Rk,c} = 0,34\ell\emptyset_m\sigma_{c,Rd} \quad (6-19)$$

onde:

$V_{Rk,c}$ é a representação considerada neste trabalho para a força resistente característica do conector quando à falha ocorre no concreto.

A equação final encontrada foi bem próxima daquela encontrada por Santos (2017) após o autor também aplicar um fator de ajuste com a mesma finalidade na qual foi aplicado neste trabalho. Onde tem-se 0,34 na Equação 6-18 deste trabalho, Santos (2017) encontrou o valor de 0,30 (uma diferença de um pouco mais de 10%). Entretanto, no trabalho de Santos (2017) o fator de confinamento n_{cl} utilizado foi de 4,9 por se tratar de pilares circulares, enquanto que neste trabalho adotou-se o valor de 3,5, referente à pilares quadrados. Para os modelos de seção retangular, considerou-se também n_{cl} igual a 3,5 e para o valor referente ao lado do quadrado a , considerou-se nestes modelos a dimensão do lado em que o conector estava instalado.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Considerações Gerais

Os modelos calibrados, obtidos por meio de um estudo numérico, no qual foram avaliados diversos parâmetros, dentre eles: modelos constitutivos, malha, método de convergência, entre outros, apresentaram falha predominantemente no concreto e força máxima por conector próxima a 40 kN. Estes resultados se mostraram compatíveis ao observado experimentalmente nos ensaios realizados por Cardoso *et al.* (2014), com 4 e 8 conectores do tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado, os quais serviram de base para o trabalho numérico.

Em relação aos modelos numéricos iniciais propostos por Cardoso *et al.* (2014), os modelos calibrados neste trabalho apresentaram melhor convergência. Os valores encontrados para a força máxima em relação aos resultados experimentais também foram mais satisfatórios. Entretanto, assim como no trabalho de Cardoso *et al.* (2014), a rigidez média obtida numericamente neste trabalho em relação a obtida experimentalmente, apresentou uma variação considerável, sendo encontrada uma rigidez superior nos modelos numéricos quando comparados aos experimentais. Esta dispersão nos valores de rigidez encontrados podem ser atribuído a existência de falhas e folgas na interface do concreto com o conector e na interface do rebite com o perfil de aço. Outra possível razão, deve-se ao fato do modelo numérico ter sido elaborado de forma simplificada, sem levar em consideração a solda intermitente na ligação entre os dois perfis U enrijecidos.

Em relação aos modelos paramétricos desenvolvidos neste trabalho, onde variou-se propriedades mecânicas e geométricas dos modelos calibrados, pode-se concluir que a espessura do perfil, o diâmetro do parafuso e a resistência do concreto são os que mais

influenciam na capacidade resistente do modelo e que quanto menor a seção transversal do pilar, a tipologia da curva Força (kN) por Deslizamento Relativo (mm) se assemelha a de um pilar circular. Notou-se também que a capacidade confinante do pilar é fator importante na resistência do conector.

Sobre o estudo analítico, onde avaliou-se as equações propostas pela norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 para os conectores de cisalhamento do tipo parafuso em perfis tubulares, as equações propostas por Santos (2017) e as equações utilizadas no dimensionamento de chumbadores mecânicos da norma *American Concrete Institute*, ACI 318-14 e do Anexo C da ETAG 001 desenvolvida pela *European Organisation for Technical Approvals* (EOTA), concluiu-se por este estudo que o cálculo da resistência do conector baseado na ACI 318-14 e no Anexo C da ETAG 001 não representam bem os modelos deste trabalho, enquanto que o cálculo baseado na ABNT NBR 16239:2013 apresentou bons resultados. Contudo, a proposta que melhor adequou-se aos modelos deste trabalho foi a baseada em Santos (2017).

O modelo analítico final proposto neste trabalho, baseado na calibração do modelo analítico de Santos (2017), apresentou resultados condizentes com os modelos paramétricos desenvolvidos, sendo observado que em ambos os estudos a falha ocorreu predominante devido ao esmagamento do concreto.

Finalmente, o modelo de cálculo corrigido pelo fator de ajuste se mostrou bastante confiável, a média encontrada antes do fator de ajuste esteve próxima de 1,0 e o coeficiente de variação que mede o grau de homogeneidade dos modelos foi de 0,12, o que prova que os resultados tiveram boa aproximação. Entretanto, ao analisar a razão entre os resultados dos modelos numéricos e os resultados analíticos, alguns modelos apresentaram razão superior à 1,00. A fim de obter razões sempre iguais ou inferiores a 1,00 foi aplicado um fator de ajuste estatístico (FA). Após inserido o fator, somente o modelo 4pN-20 apresentou razão entre o modelo teórico e o modelo obtido via MEF superior a 1,0.

Considerou-se, portanto, que os objetivos pretendidos com esta pesquisa foram satisfeitos. Obteve-se modelos numéricos calibrados consistentes que serviram como base para o desenvolvimento do estudo paramétrico. Por meio desse estudo, foi possível

avaliar diversos modelos analíticos para o cálculo da resistência do conector rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado, sendo àquele baseado na proposta de Santos (2017) o que melhor se adequou.

7.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Após o desenvolvimento deste estudo de modelos experimentais, numéricos e analíticos de conectores de cisalhamento do tipo rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado em pilares mistos, de aço com perfis formados à frio e concreto, nota-se que este é um tema amplo que necessita de mais estudos para que se consiga incluir os preceitos aqui explorados na norma de perfis de aço formados a frio, a ABNT 14762:2010. Sugere-se, portanto, a realização de trabalhos futuros visando:

- Estudos experimentais e teóricos em PMPC com PFF, considerando o concreto armado;
- Realizar estudos com o concreto de alta resistência;
- Simular os modelos em situações de incêndio;
- Aprofundar na questão do atrito entre conector e concreto, tendo em vista que neste trabalho notou-se que ao adotar um coeficiente de atrito nos modelos numéricos, impactava muito no valor da força última;
- Estudar o conector rebite tubular com rosca interna e parafuso sextavado em PMPC com perfis laminados e soldados;
- Avaliar a influência da instalação dos conectores em diferentes alturas do pilar.
- Avaliar a influência da solda intermitente na rigidez do modelo;
- Estudos mais aprofundados sobre o cálculo dos parâmetros do modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*;
- Analisar os demais modos de falha possíveis no PMPC com PFF, uma vez que todos os modelos apresentaram falha no concreto.

8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, O. P. (2015) *Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.2015.

ALMEIDA, P. H. F. (2012). *Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). 2005. *Specification for structural steel buildings*, Chicago. 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI 318-14). 2014, *Building Code Requirements for structural Concrete*, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 16239:2013, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*. Rio de Janeiro, 85p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118:2014 Versão corrigida:2014, *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimentos*. Rio de Janeiro, 221p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8800:2008, *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 14762:2010, *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro, 87p.

BREMER, C. F. *Vigas mistas em perfis formados a frio com lajes mistas e lajes moldadas sobre painéis de concreto celular*. Tese (Doutorado). Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2007.

BARR, B., LEE, M.K. (2003). *Modelling the strain-softening behaviour of plain concrete using a double-exponential model*. Magazine of Concrete Research, 2003,55, No.4, August, 343-353.

BS EN 206-1:2000. *Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

CALDAS, R.B.; *Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. 218p. 2004.

CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; RODRIGUES, F. C.; PAES, J. L. R; CASTRO E SILVA, A. L. R. (2010). *Análise teórico-experimental de dispositivos de transferência de cargas em pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto*. Projeto de Pesquisa – Edital FAPEMIG 15/2010 Programa Primeiros Projetos – PPP.

CARDOSO, H. S (2014). *Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

CARDOSO, H.S.; RODRIGUES, F.C.; CALDAS, R.B.; CANDELMA, I. (2014). *Conectores de Cisalhamento Constituídos por Parafuso e Rebite Tubular com Rosca Interna em Pilares Mistos de Aço e Concreto com Perfis Formados a Frio*. Congresso Latino-Americano da Construção Metálica – Construmetal 2014.

CHAVES, L. B (2001). *Análise teórico-experimental das regiões de introdução de carga em pilares mistos*. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

ETAG 001:1997: *Annex C: Design Methods for Anchorages*. European Organisation for Technical Approvals (EOTA). Brussels, Belgium, 2010.

FISHER, JAMES M.; KLOIVER LAWREWCE A. American Institute of Steel Construction (AISC) *Steel Design Guide 01: Base Plate and Anchor Rod Design*. Second Edition. 69f. USA, 2006.

FERREIRA, F.V. *Estatística Experimental Aplicada à Agronomia*. Maceió: EDUFAL 1991.

GENIKOMSOU, Aikaterini S.; POLAK, Maria Anna. *Finite Element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS*. *Engineering Structures* (2015) 238-48. 11p. 2014.

JOHANSSON, M; GYLLTOFT, K (2002). *Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns*. *Journal of Structural Engineering* 2002.128:1073-1081.

HAN Lin-Hai, YAO Guo-Huang, TAO, Z (2007). *Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion*. J Thin-Walled Structures 45 (2007) 24–36.

HAN, H.L., LI, W., BJORHOVDE, R (2014). *Development and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members*. Journal of Constructional Steel Research 100 (2014) 211–228.

HU, H.; HUANG, C.; WU, M. (2003). *Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect*. Journal of Structural Engineering, v.129, n.10, p. 1322-1329, 2003.

LEE, J., FENVES, L.G (1998). *A Plastic-Damage Concrete Model For Earthquake Analysis of Dams*. Earthquake Engng. Struct. Dyn. 27, 937-956 (1998).

LIU, Xiu; BRADFORD, Mark A.; LEE, Michael S.S. (2014). *Behavior of High-Strength Friction-Grip Bolted Shear Connectors in Sustainable Composite Beams*. Journal of Structural Engineering. ISSN 0733-9445/04014149. 12p. 2014.

LIU, Xiu; BRADFORD, Mark A; CHEN Qing-Jun; BAN, Huiyong. (2016). *Finite element modelling of steel-concrete composite beams with high-strength friction-grip bolt shear connectors*. Finite Elements in Analysis and Design. 12p. 2016.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E. (1989). *A Plastic-Damage Model for Concrete*. Int. J. Solids Struct., 25(3),299-326.

MALM, R (2009). *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with nonlinear finite element method*. Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden.

NGUYEN, H.T.; KIM, S.E., *Finite element modeling and analysis of a hybrid steel_PSC beam connection*. Engineering Structures 32 (2010) 2557-2569.

OLIVEIRA, L. A. F. (2001) *Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas*. Dissertação (Mestrado) Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2001.

OLIVEIRA, C. G. R. (2009). *Análise teórico – experimental de vigas mistas com perfis formados a frio, considerando a flexibilidade dos conectores de cisalhamento e a influência do atrito entre o concreto e o aço do perfil*. Dissertação (Mestrado) Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2009.

OLIVEIRA, H. M. S (2013). *Transferência de Carga com Conector Crestbond em Pilares Mistos Formados por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto*. Projeto de Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

PAPANIKOLAOU, V.K., KAPPOS,A.J. (2007). *Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression*. International Journal of Solids and Structures 44 (2007) 7021–7048.

PAVLOVIC, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. (2013). *Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests*. Journal of Constructional Steel Research 88 (2013) 134–149.

PN 02 125.03-004. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.

QUIÑONES, V. F. A. (2007) *Comportamento de ligação mista viga – pilar em perfis formados a frio com conectores de parafuso e rebite com rosca interna*. Dissertação (Mestrado) Belo Horizonte: Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais; 2007.

SANTOS, L. R. (2017). *Conectores Parafuso em Pilares Mistos Preenchidos com Concreto*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.2017.

SIMULIA (2013). *Software ABAQUS 6.10*. Dassault Systèmes, USA.

SILVA, H. P. (2013) *Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento tipo Crestbond*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Viçosa. Viçosa.2013.

SILVA, M. C. (2009) *Análise Numérica de Vigas Mistas Levando em Conta a Flexibilidade e a Ductilidade Dos Conectores de Cisalhamento, bem como o Atrito na Interface entre o Aço e o Concreto*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte.2009.

STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008a). *Numerical Analyses of the Force Transfer in Concrete-Filled Steel Tube Columns*. Proceedings, 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08), Jeju, Korea, May 26-28.

STAROSSEK, U.; FALAH, N (2008b). *Force transfer in concrete-filled steel tube columns*. Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2008, Graz, Austria, September 3-5.

TAO Z, Wang XQ, UY B. *Stress–strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures*. J Mater Civ Eng 2013, 25(9).

THAI, T.H., UY, B.; KHAN, M., TAO, Z., MASHIRI, F. (2014). *Numerical modeling of concrete-filled steel box columns incorporating high strength materials*. Journal of Constructional Steel Research 102 (2014) 256–265.

VAN GYSEL, A., TAERWE, L. *Analytical formulation of the complete stress-strain curve for high strength concrete*. Materials and Structures, Vol. 29, November 1996, pp 529-533.

APÊNDICE A

RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS PARAMÉTRICOS

A.1 Introdução

Abaixo estão relacionadas todas as imagens obtidas com o programa ABAQUS v.6.14, referentes ao deslocamento do conector, ao dano à compressão e a tração do concreto, as tensões de Von Mises do parafuso e do perfil de aço e as tensões no concreto, nos pontos de força máxima especificados no gráficos de referência para os principais modelos (Tabela A.1-1).

Tabela A.1- 1 – Principais modelos numéricos com as imagens expostas neste Apêndice.

| Modelos | | | |
|----------------|-----------------|-----------|------------------------|
| 1 | 4pN | 10 | 4pN-4db-48 mm |
| 2 | 4pN-2mm | 11 | 4pN-4db-84 mm |
| 3 | 4pN-4.75mm | 12 | 4pN-parafuso-raio-4.47 |
| 4 | 4pN-6.3mm | 13 | 4pN-parafuso-raio-6.26 |
| 5 | 4pN-mesas-100mm | 14 | 4pN-20 |
| 6 | 4pN-mesas-150mm | 15 | 4pN-30 |
| 7 | 4pN-mesas-200mm | 16 | 4pN-parafuso-400e500 |
| 8 | 4pN-alma-200mm | 17 | 4pN-parafuso-640e800 |
| 9 | 4pN-3db-36 mm | 18 | 4pN-perfil-250e400 |

Para o modelo 4pN obteve-se imagens mais detalhadas, em diversos pontos, considerados mais relevantes para a análise numérica, uma vez que este modelo serviu de base para o desenvolvimento dos demais.

Os pontos nas curvas estão identificados através de 3 coordenadas, sendo elas e nesta ordem: o incremento de deslocamento, o deslizamento relativo e a valor da força, no ponto onde foram obtidas as imagens.

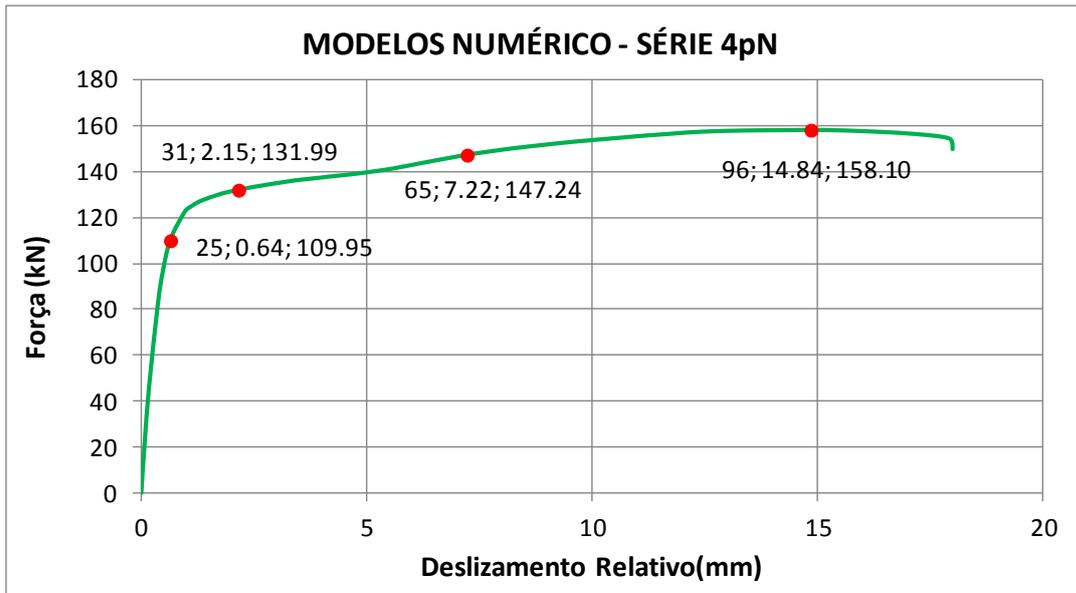


Figura A.1- 1 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo do modelo 4pN.

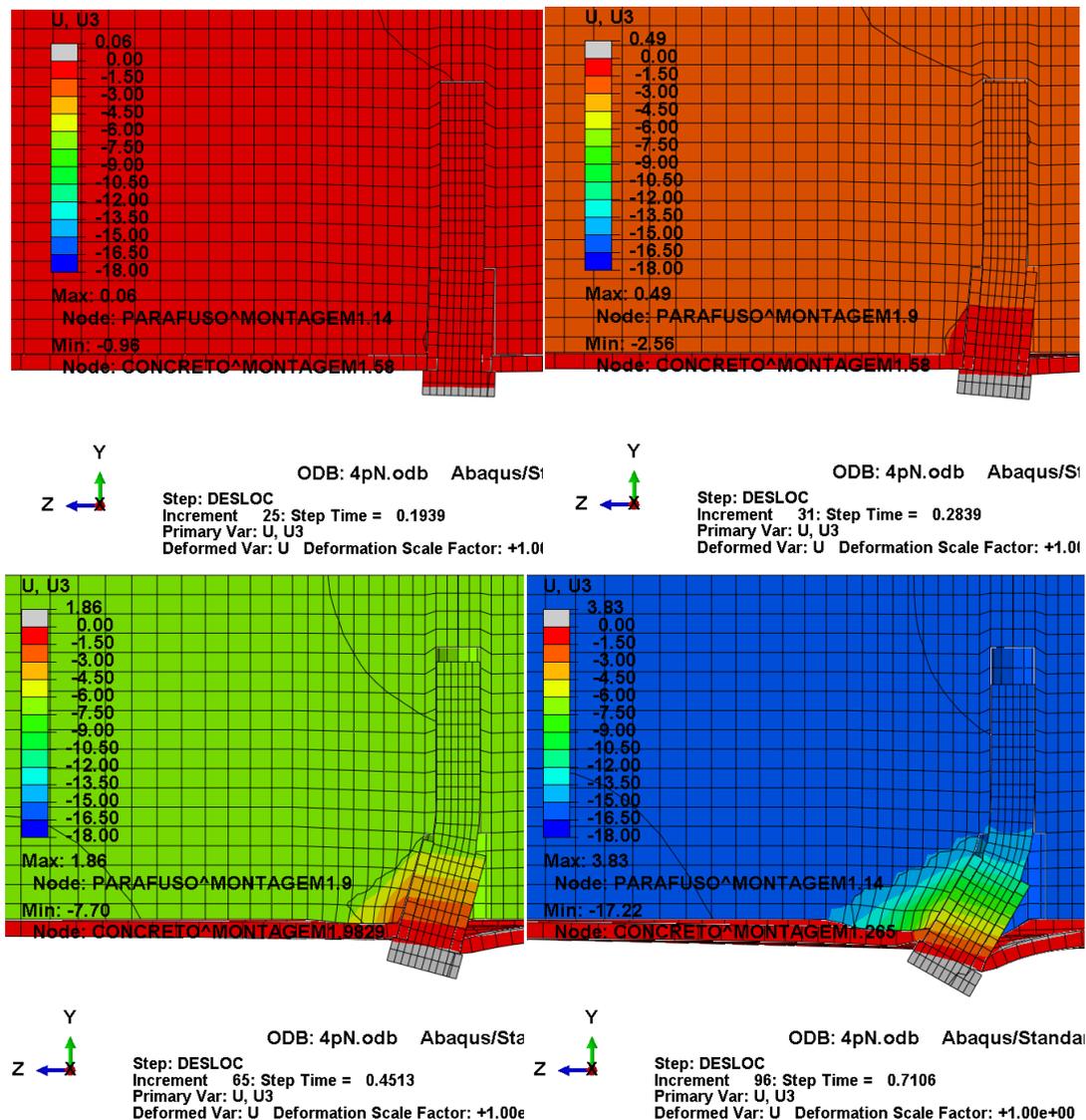


Figura A.1- 2 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN.

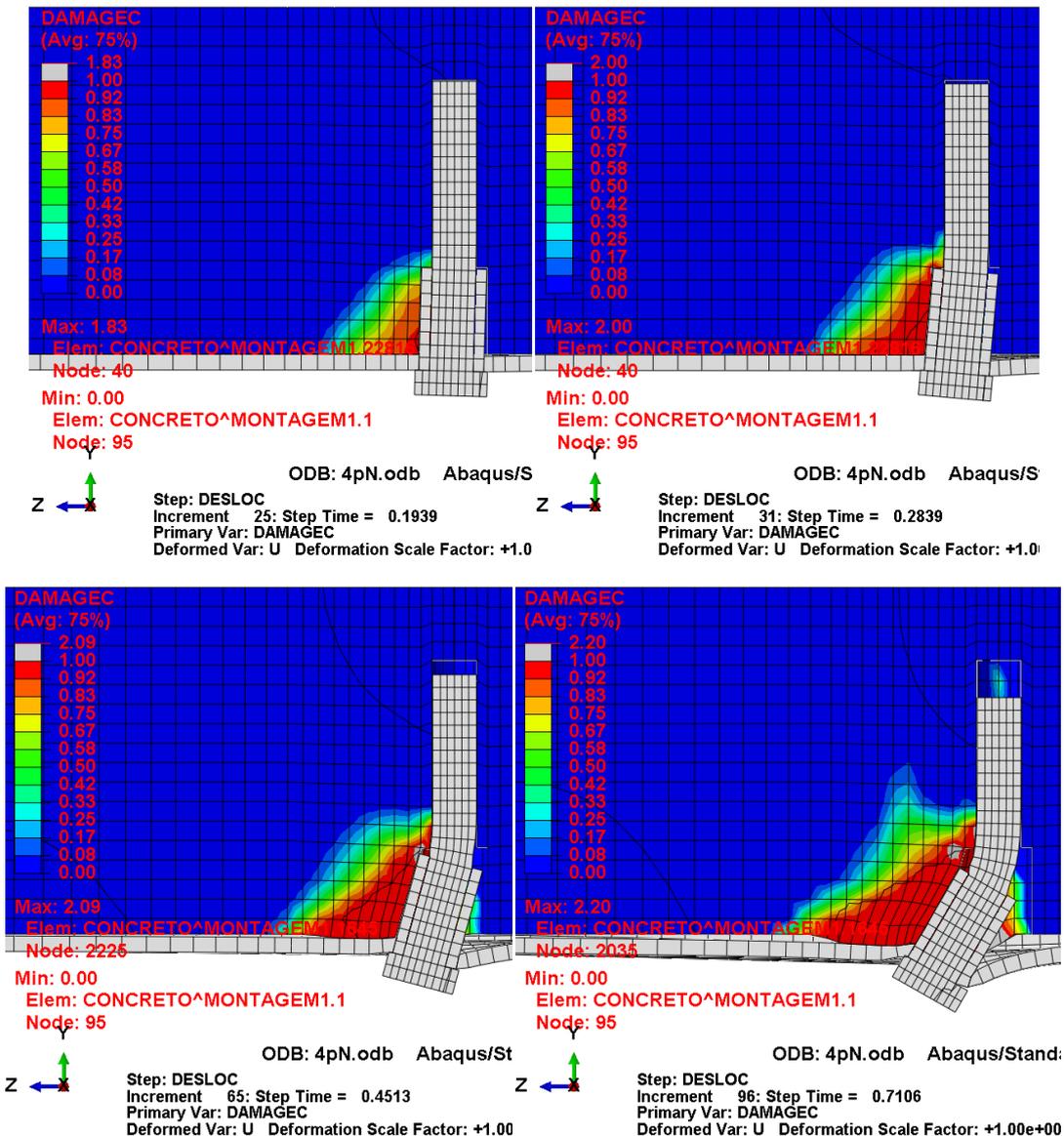
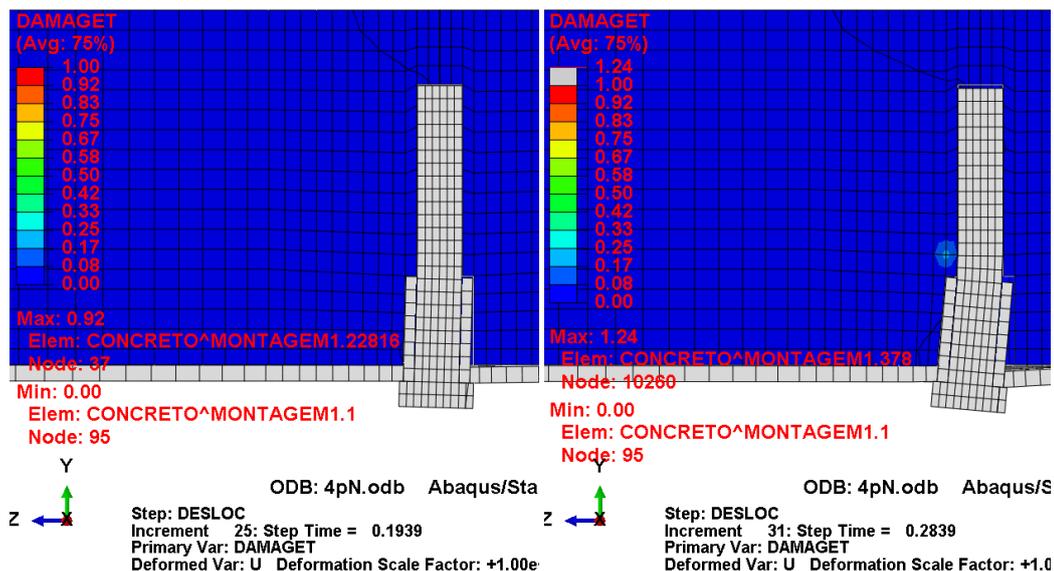


Figura A.1- 3 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN.



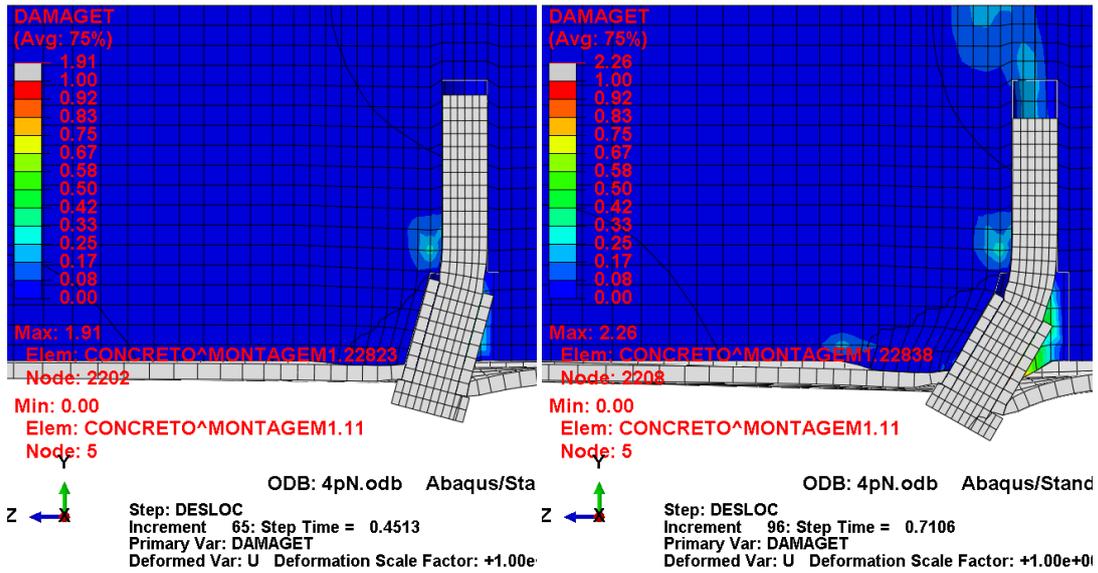


Figura A.1- 4 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN.

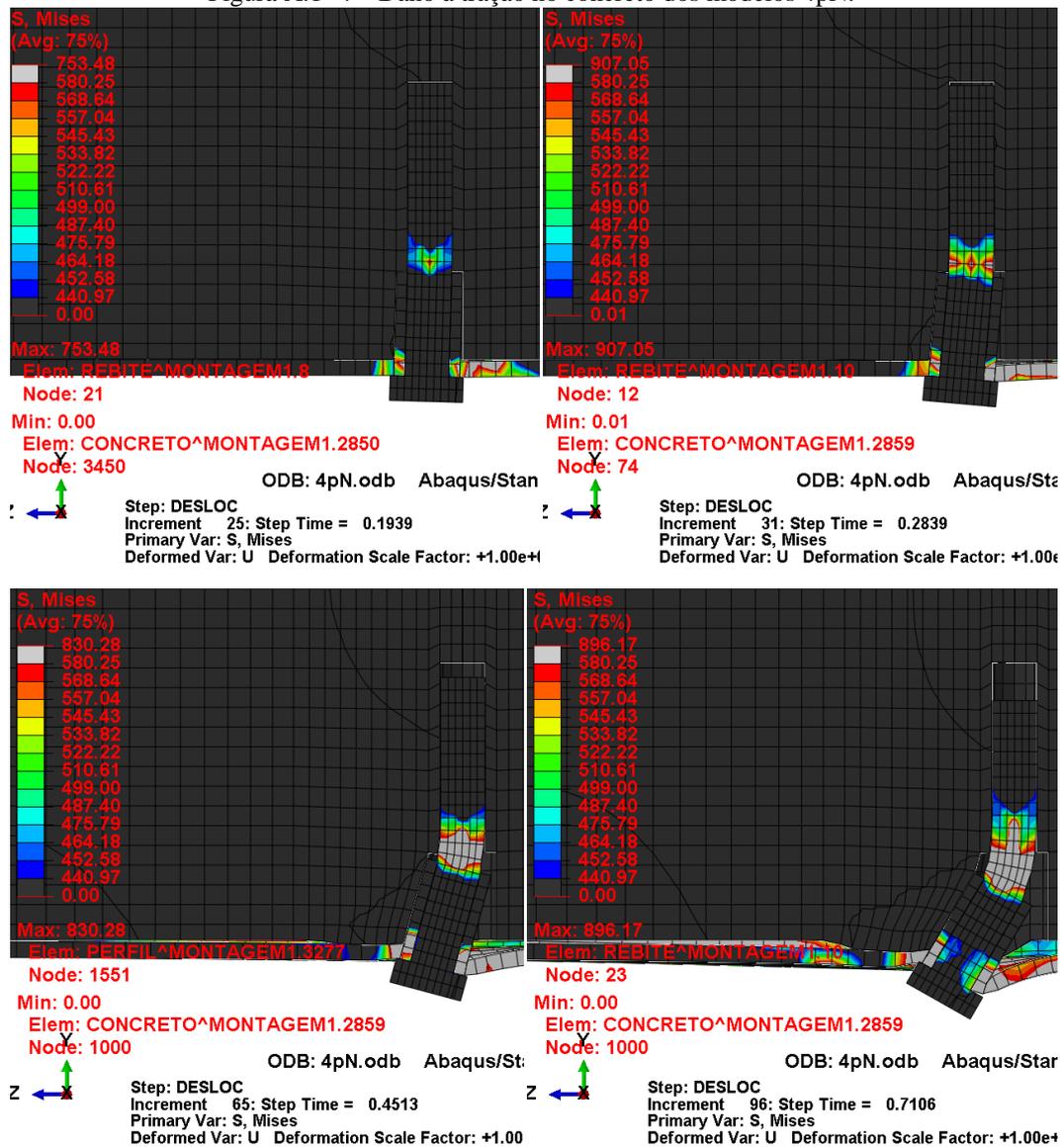


Figura A.1- 5 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN.

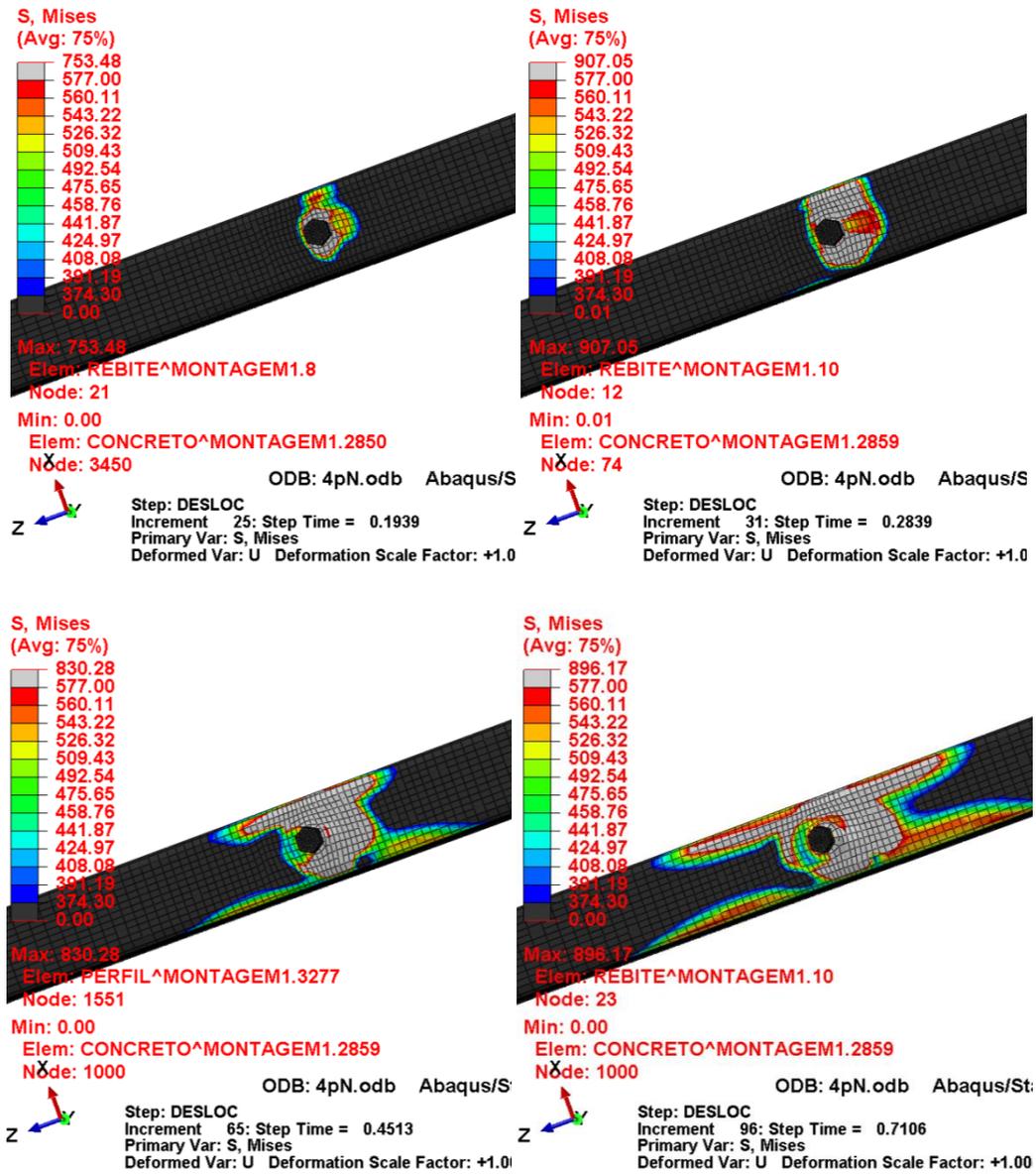


Figura A.1- 6 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN.

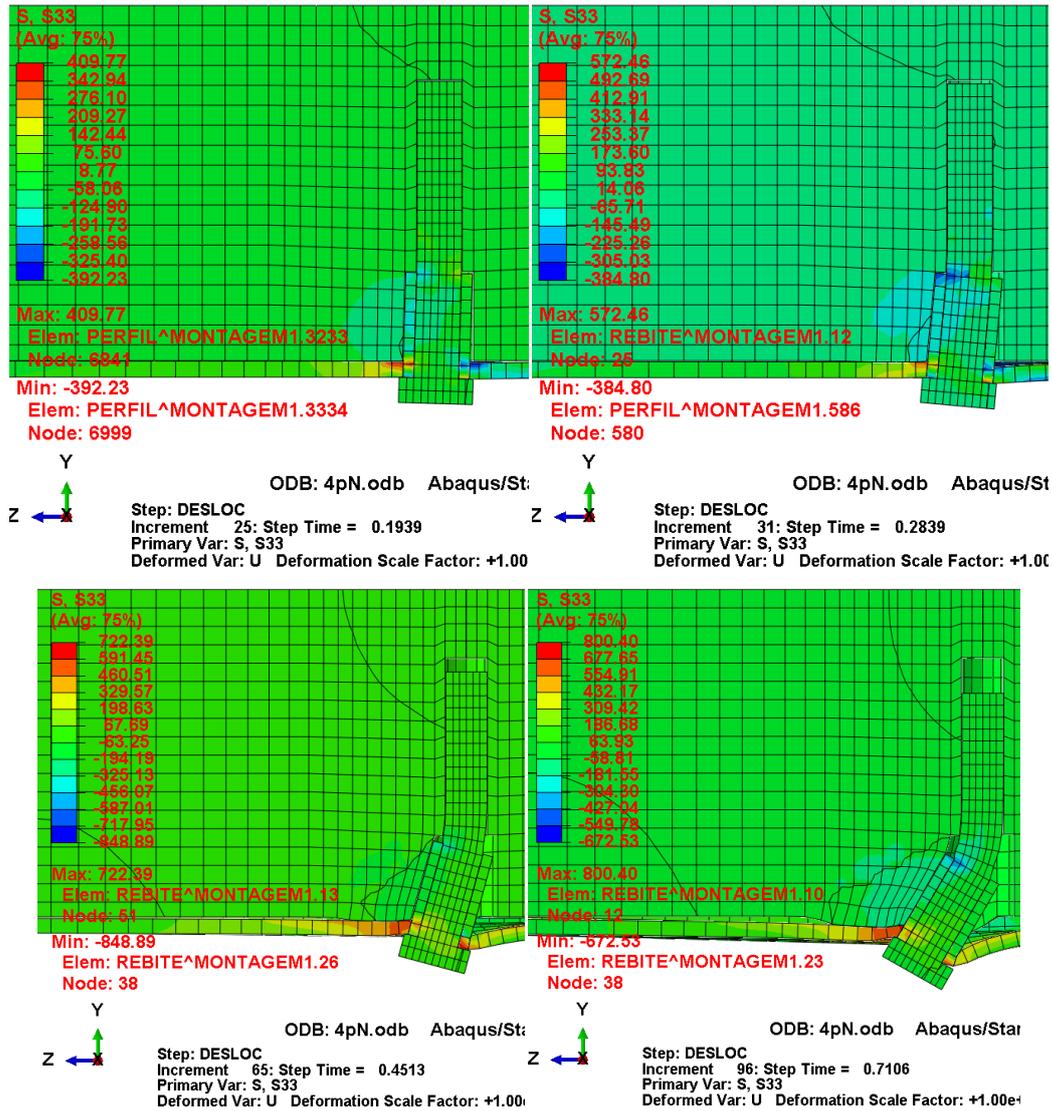


Figura A.1- 7 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN.

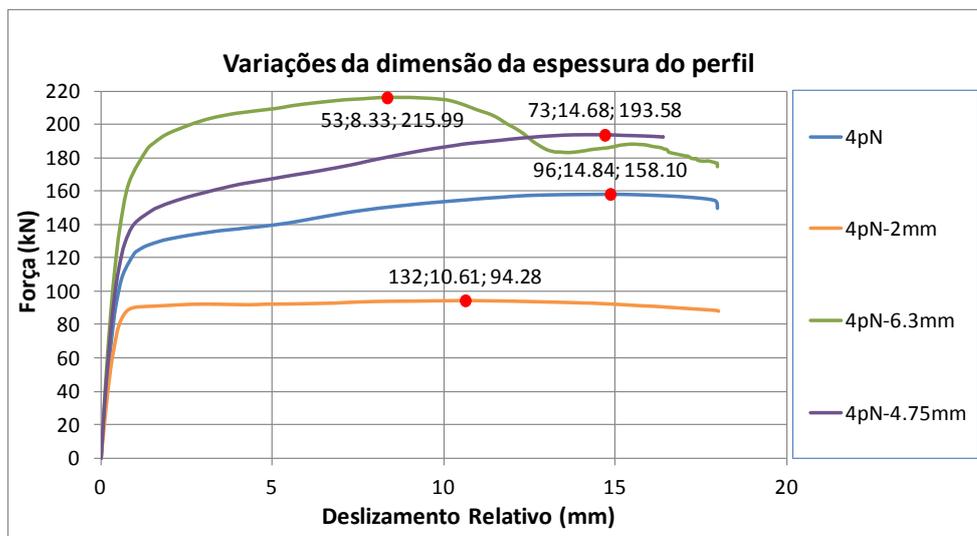


Figura A.1- 8 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-2mm, 4pN-4.75mm e 4pN-6.3 mm.

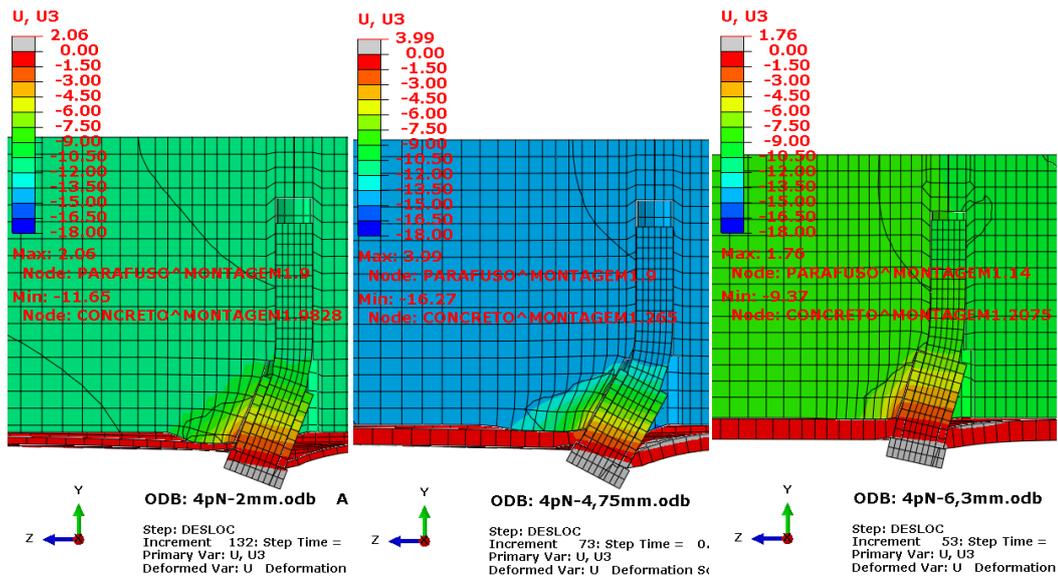


Figura A.1- 9 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm.

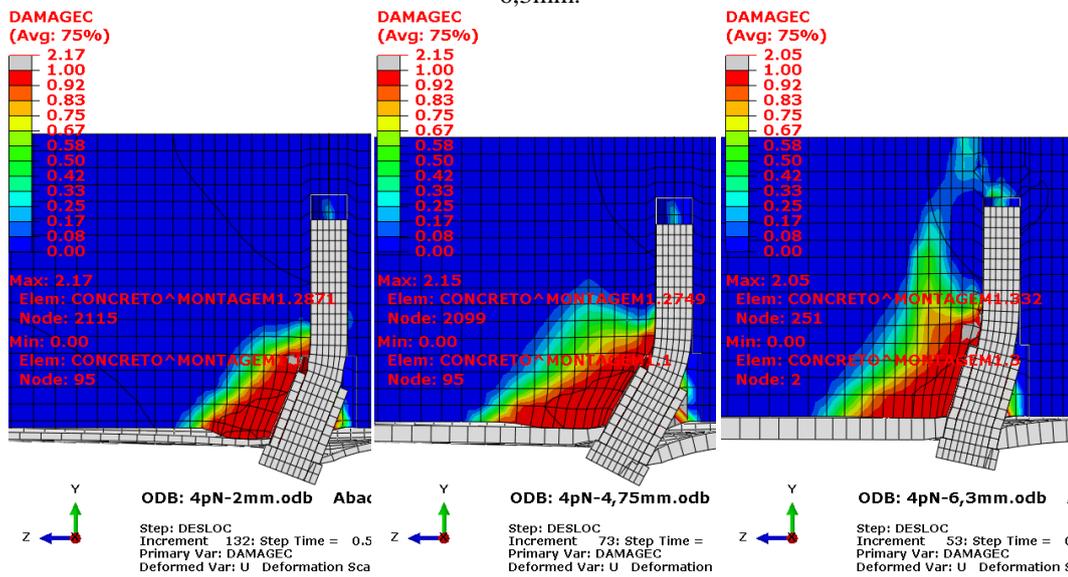


Figura A.1- 10 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm.

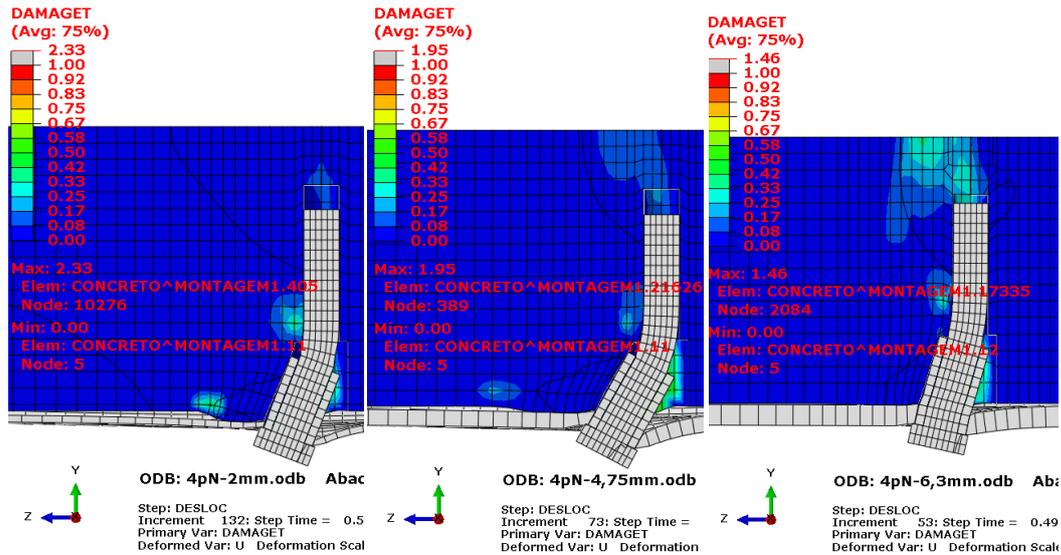


Figura A.1- 11 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm.

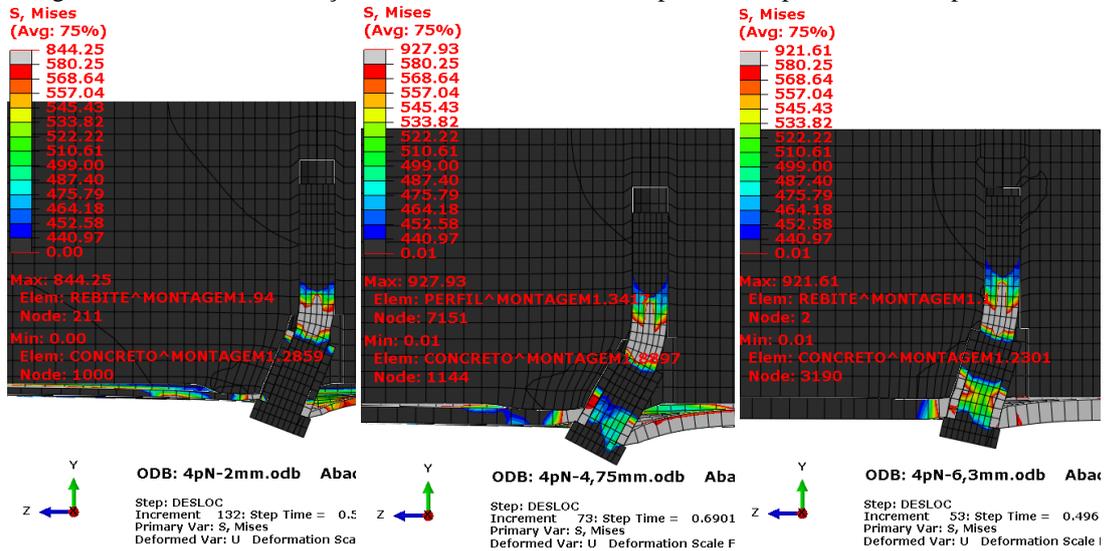


Figura A.1- 12 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm.

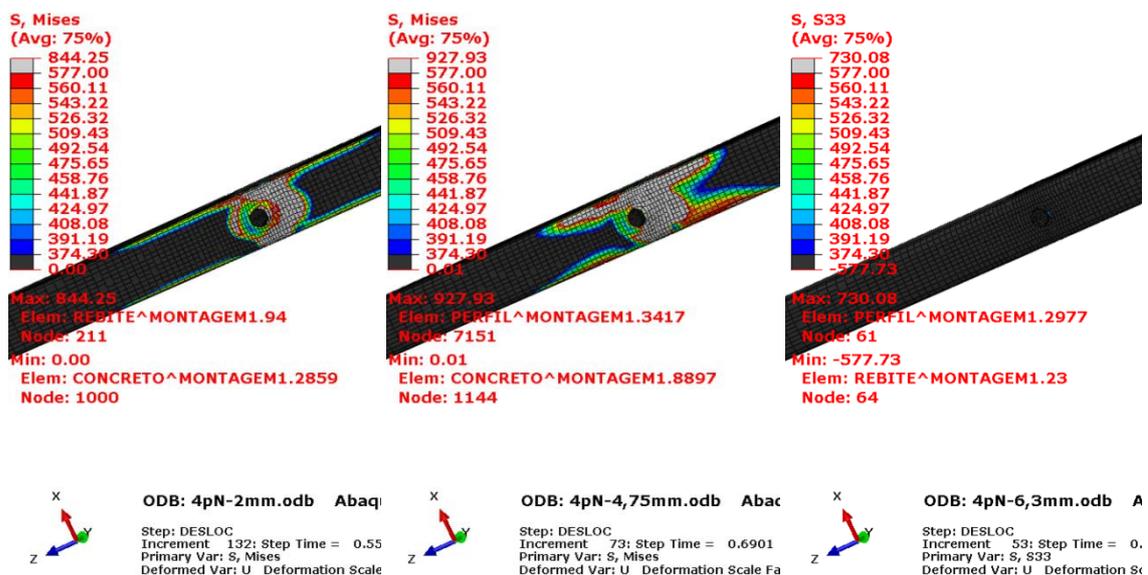


Figura A.1- 13 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm.

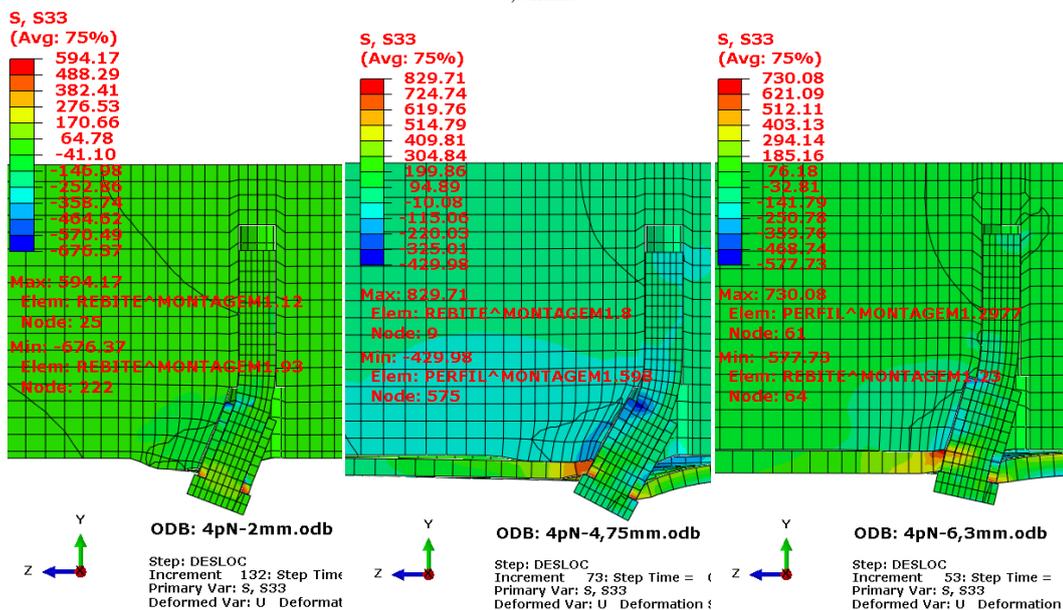


Figura A.1- 14 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-2mm, 4pN-4,75mm e 4pN-6,3mm.

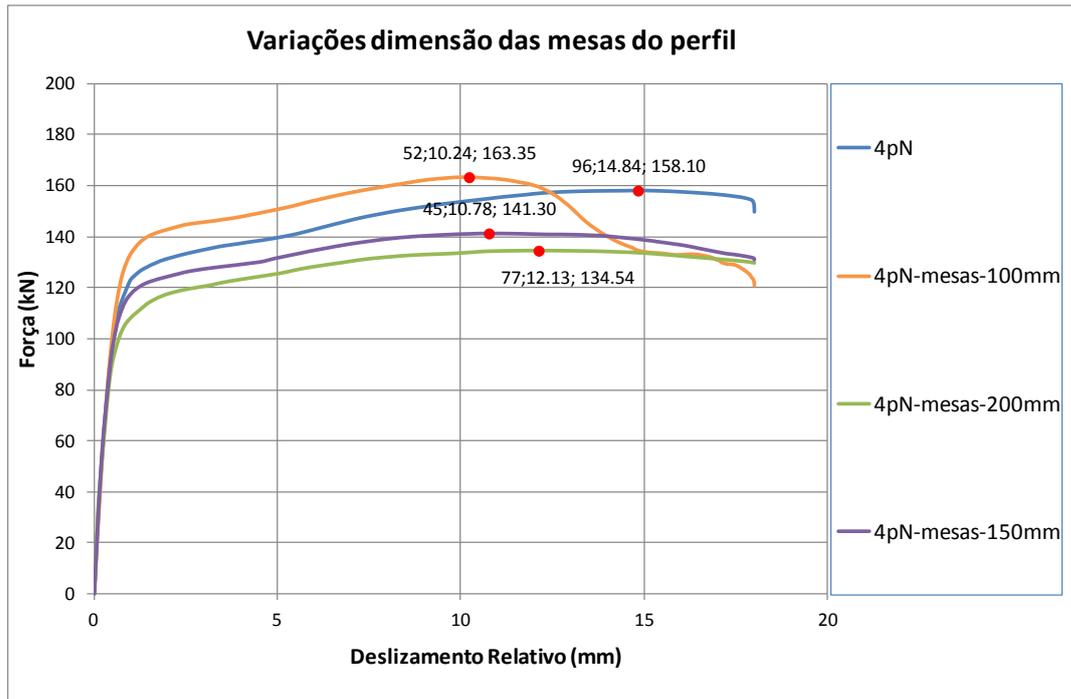


Figura A.1- 15

Figura 8-1 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

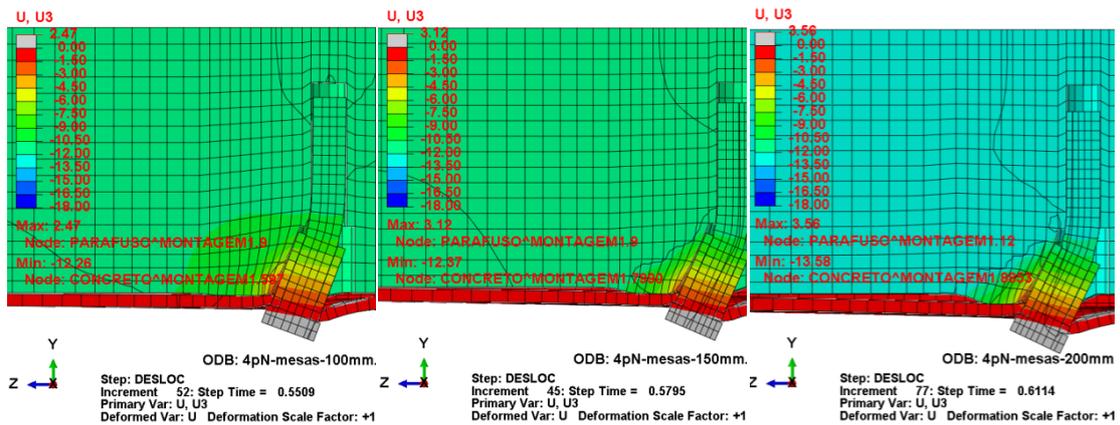


Figura A.1- 16 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

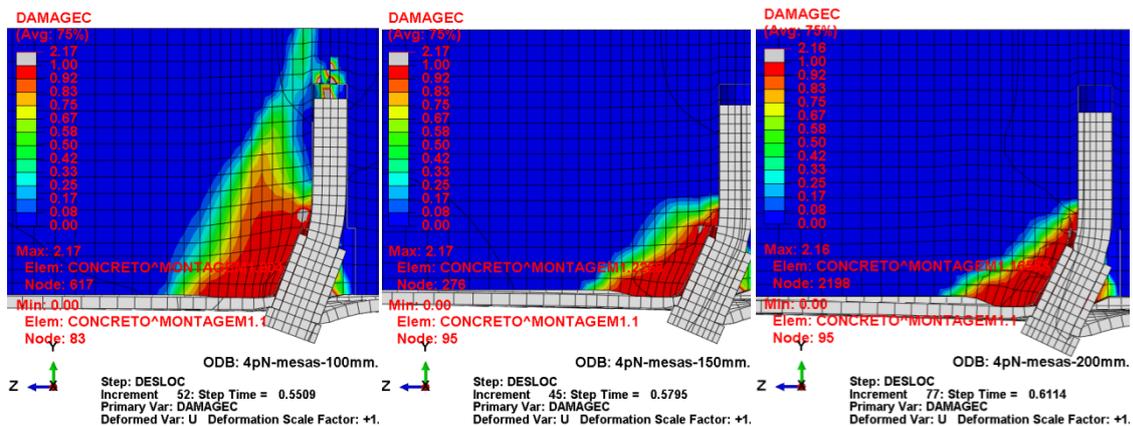


Figura A.1- 17 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

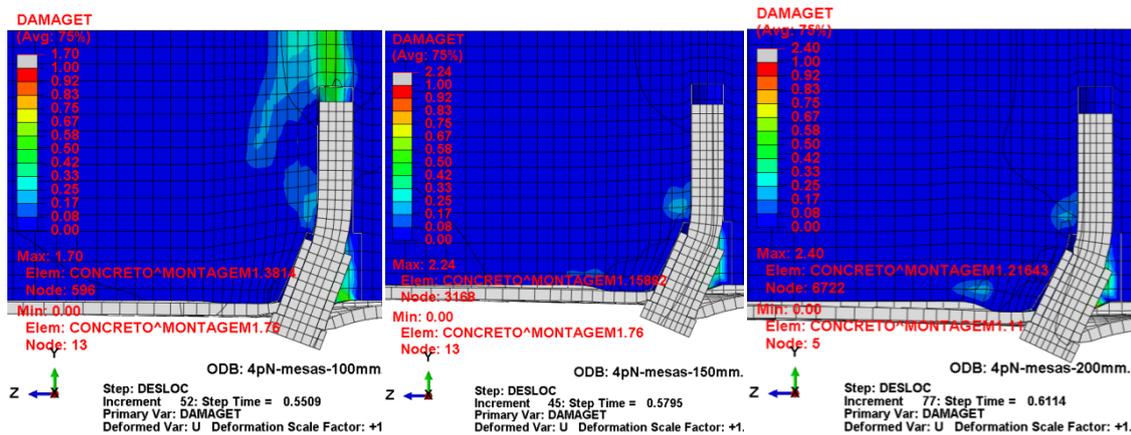


Figura A.1- 18 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

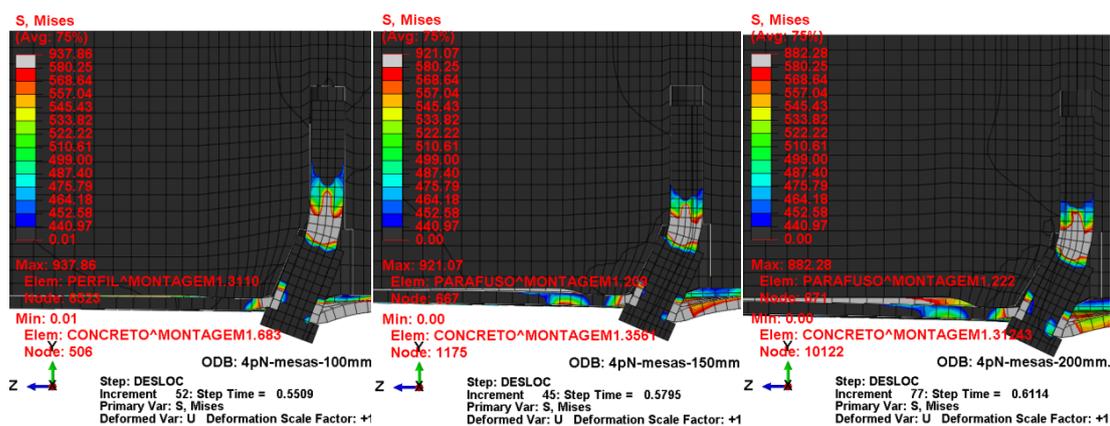


Figura A.1- 19 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

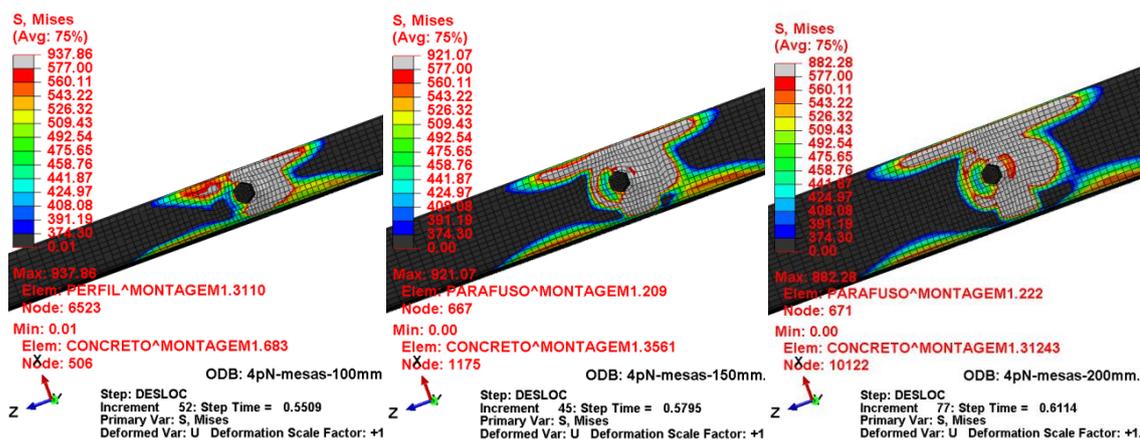


Figura A.1- 20 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-mesas-100mm, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

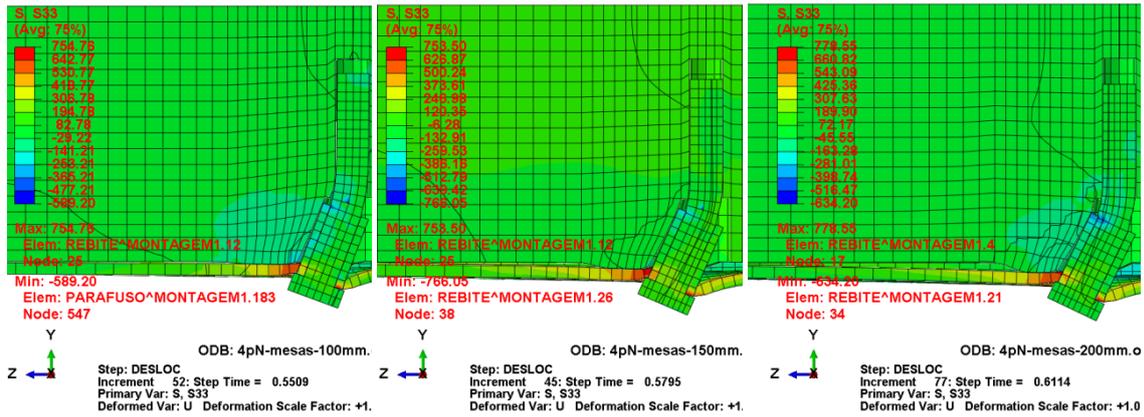


Figura A.1- 21 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-mesas-100, 4pN-mesas-150mm e 4pN-mesas-200mm.

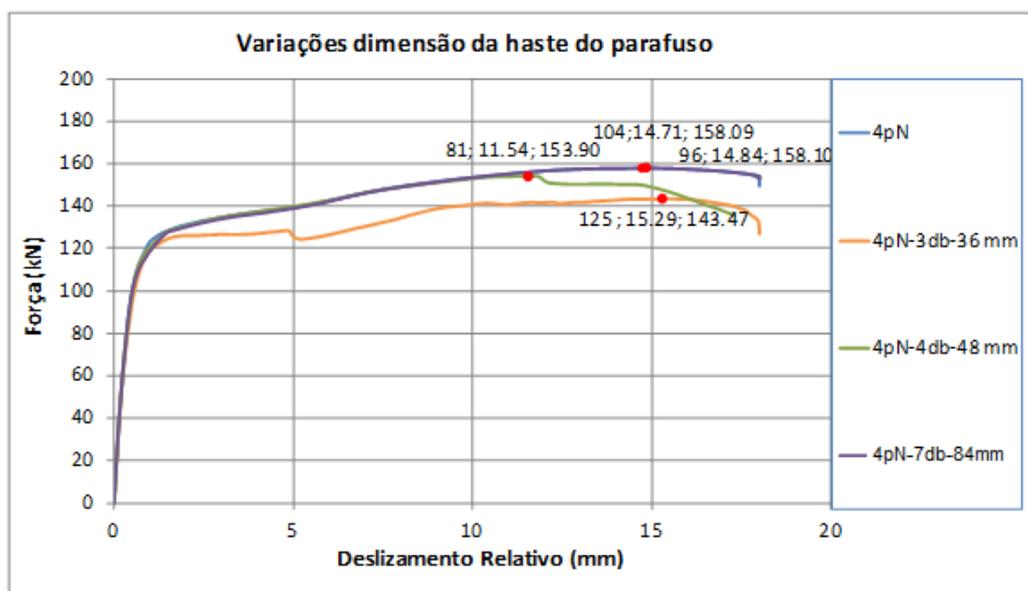


Figura A.1- 22 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

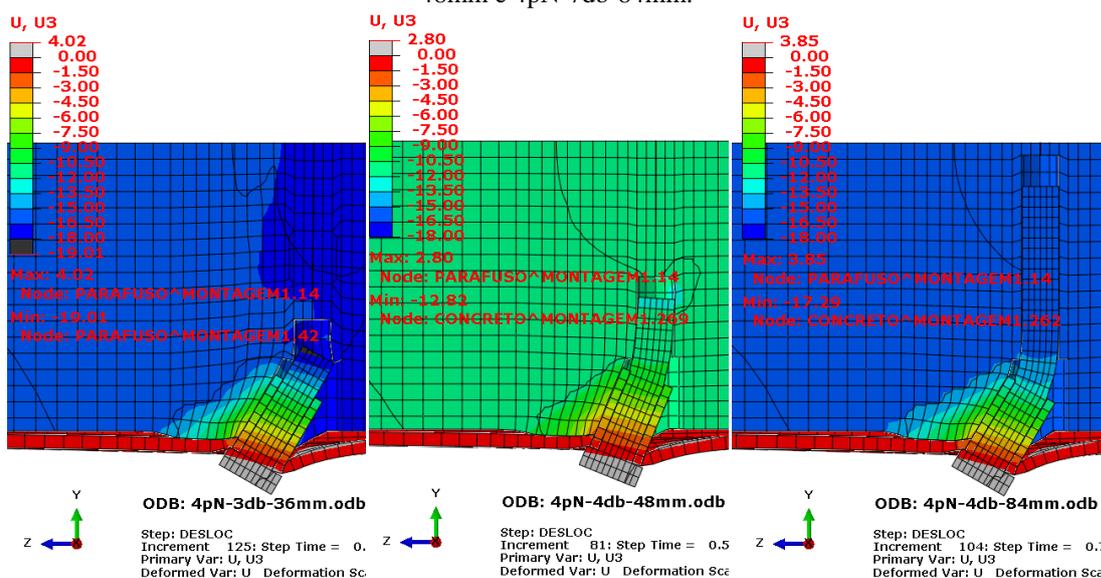


Figura A.1- 23 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

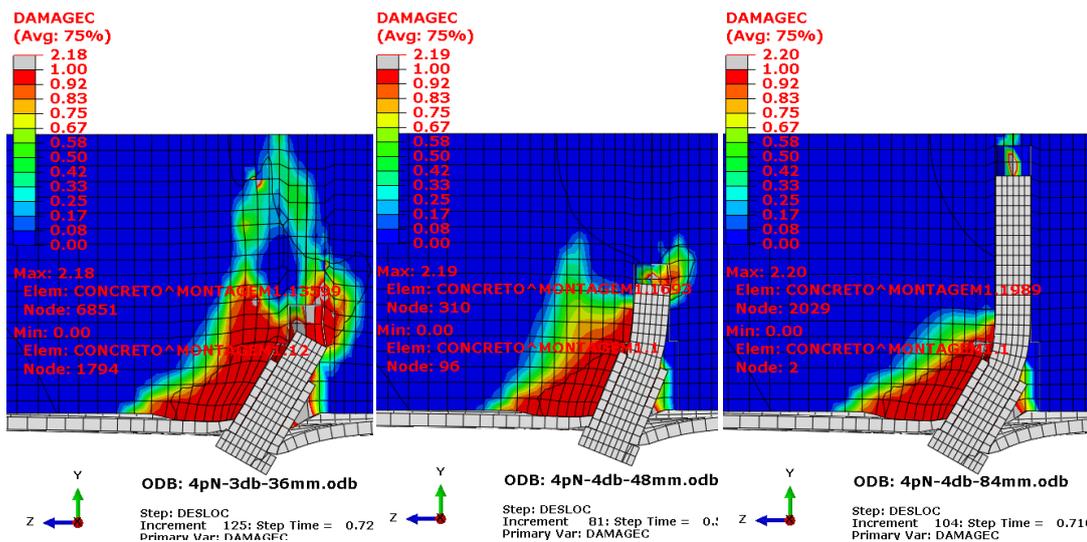


Figura A.1- 24 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

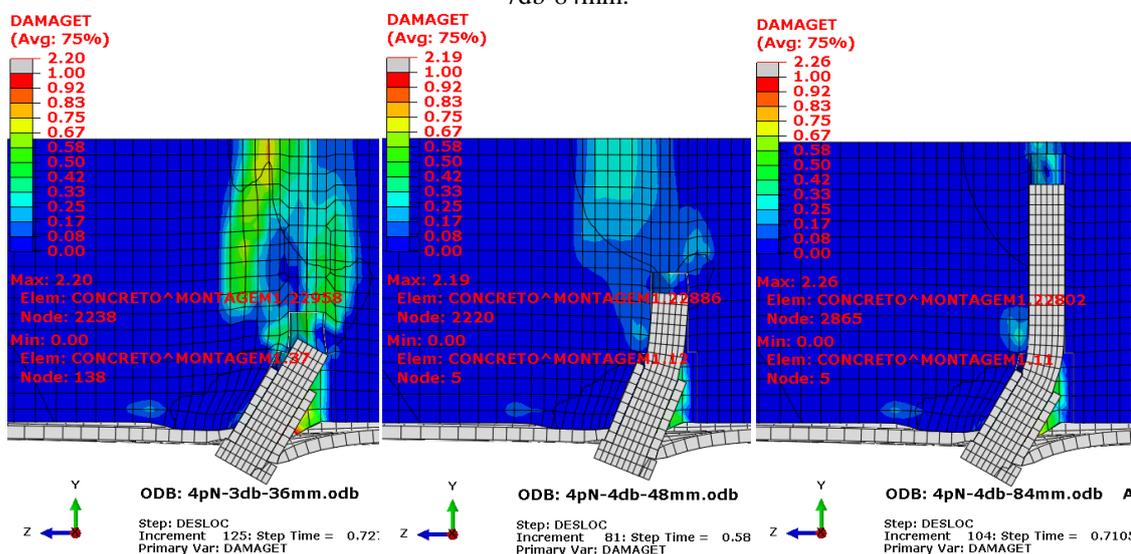


Figura A.1- 25 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

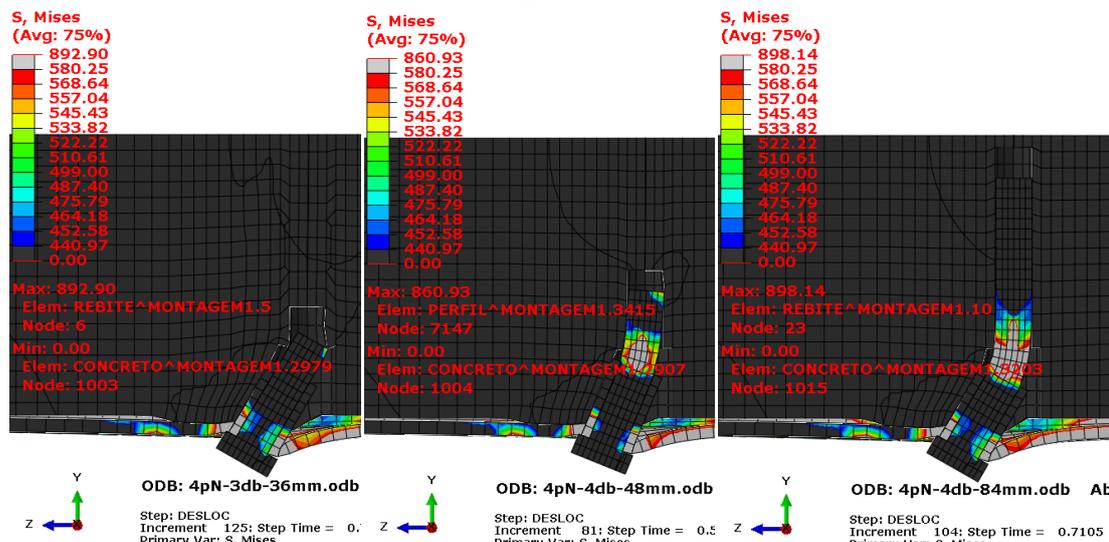


Figura A.1- 26 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

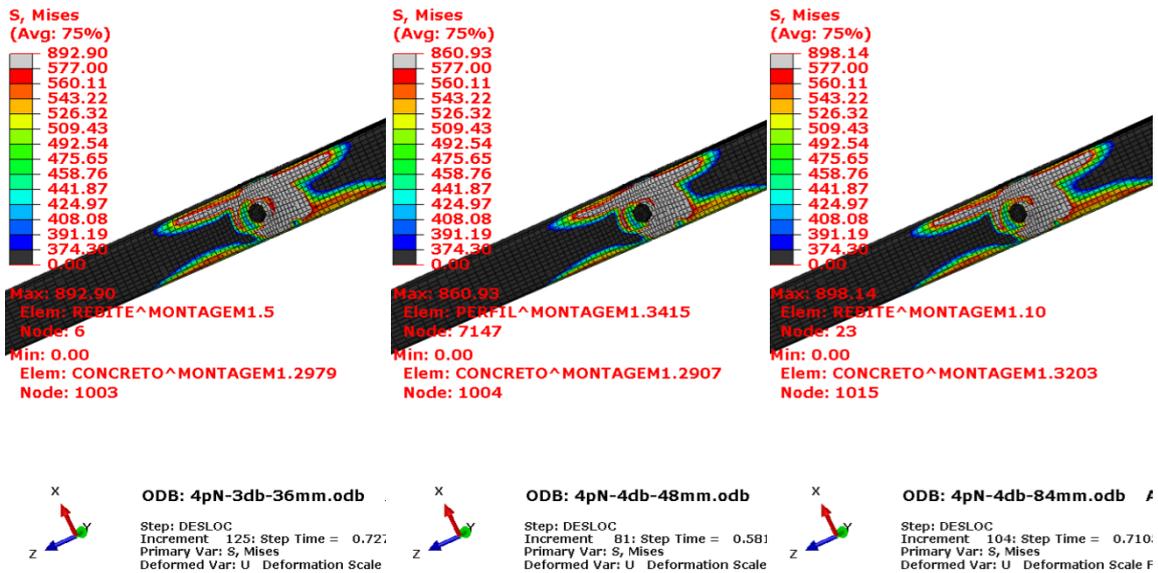


Figura A.1- 27 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

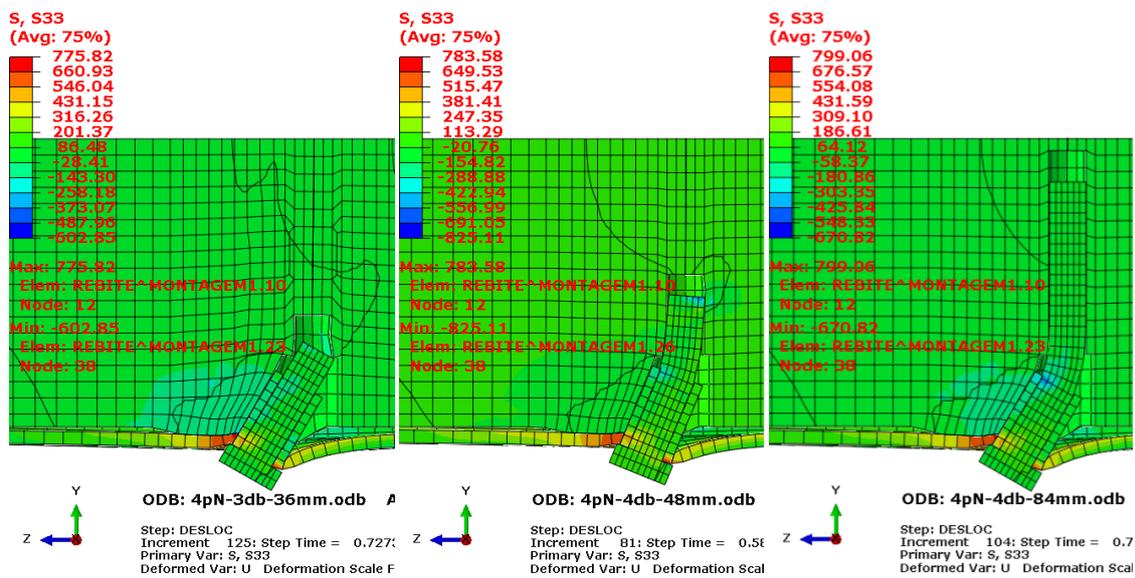


Figura A.1- 28 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-3db-36mm, 4pN-4db-48mm e 4pN-7db-84mm.

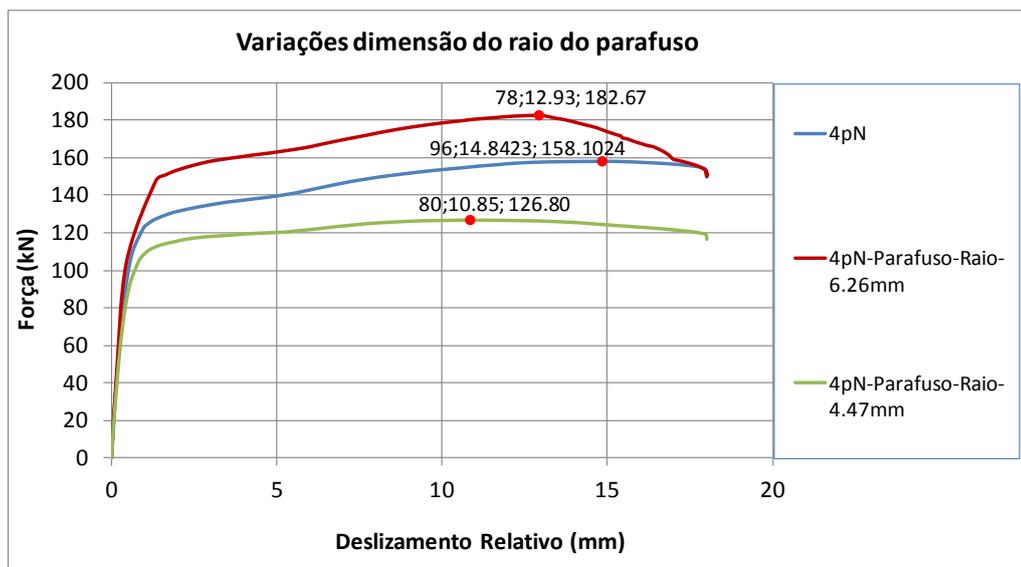


Figura A.1- 29 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-Parafuso-4,47mm e 4pN-Parafuso-6,26mm.

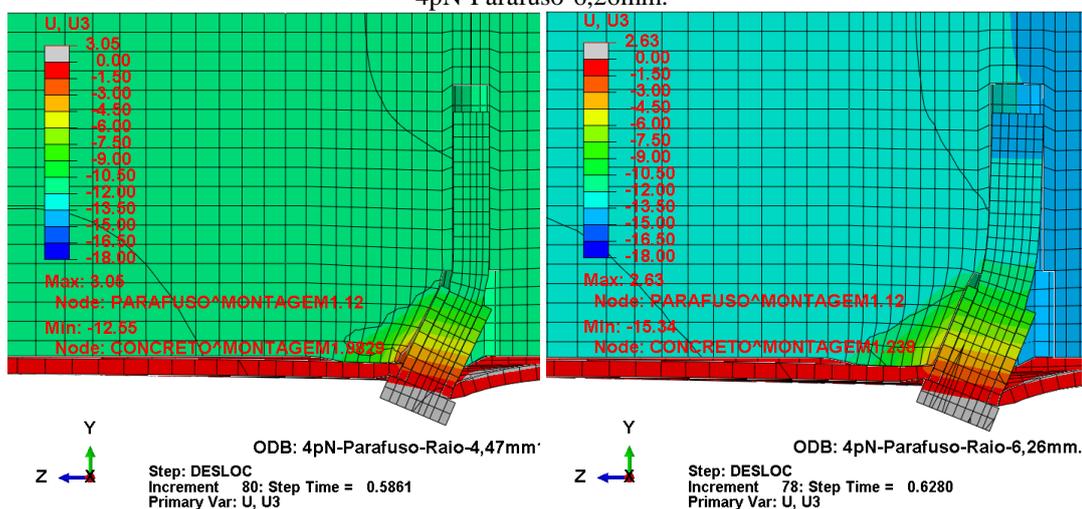


Figura A.1- 30 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm.

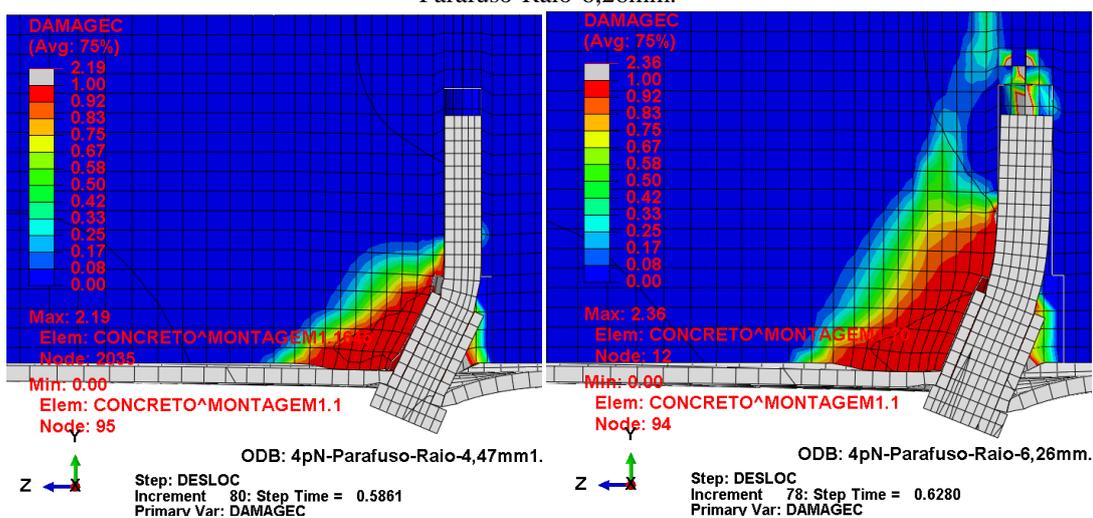


Figura A.1- 31 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm.

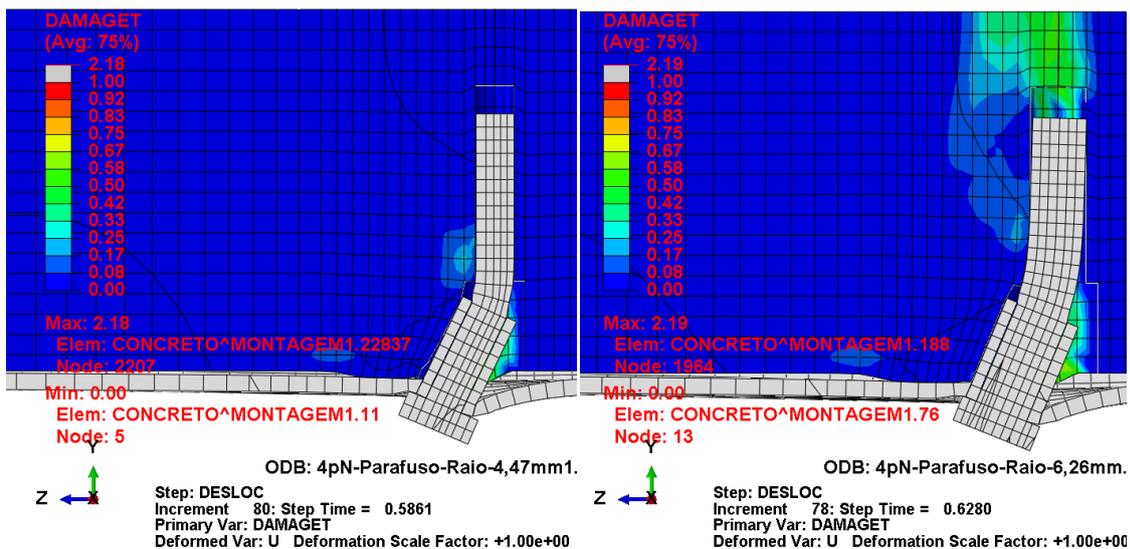


Figura A.1- 32 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm.

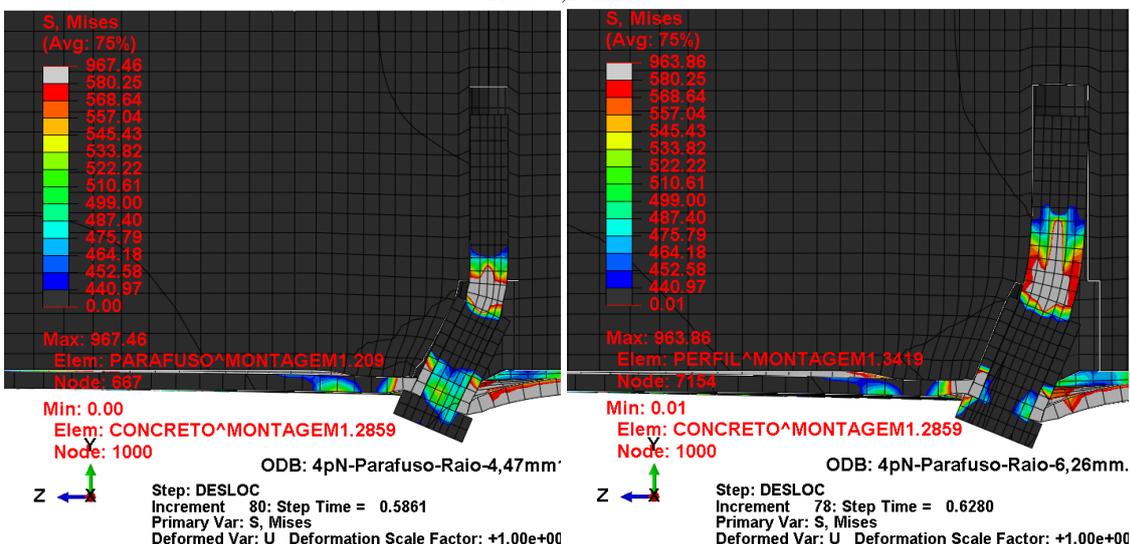


Figura A.1- 33 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm.

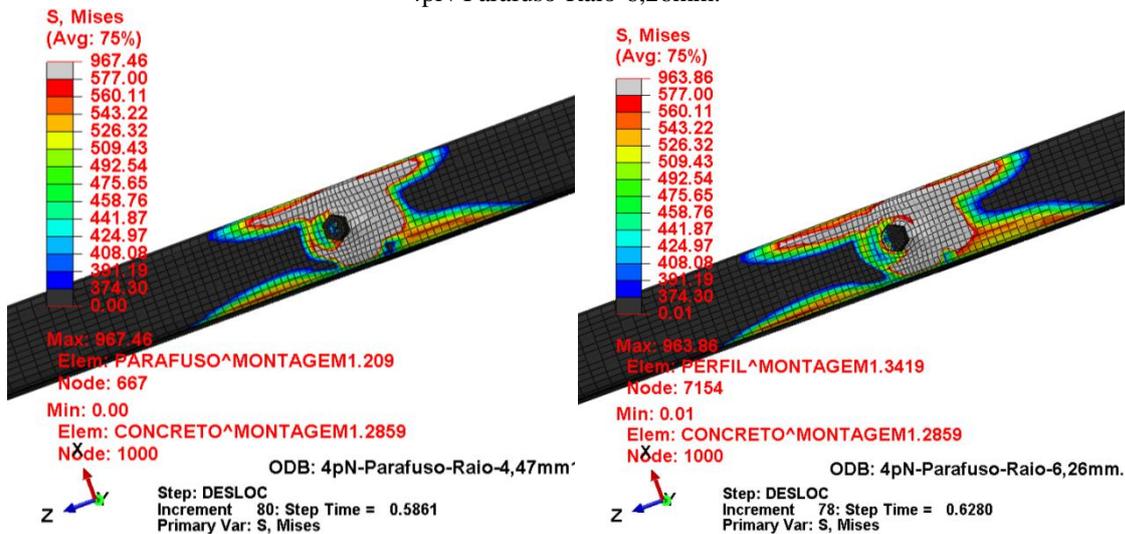


Figura A.1- 34 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm.

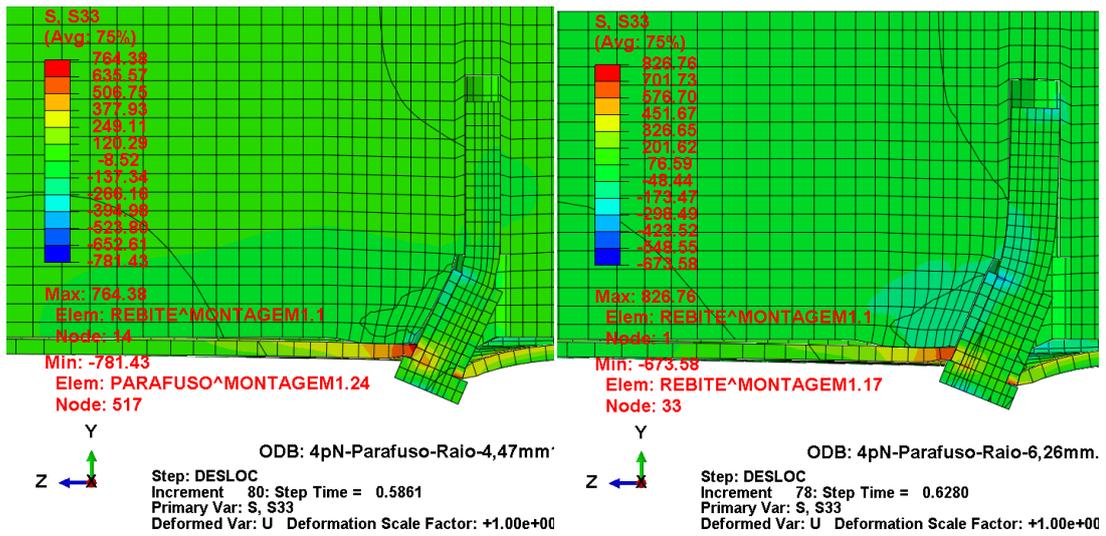


Figura A.1- 35 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-Parafuso-Raio-4,47mm e 4pN-Parafuso-Raio-6,26mm.

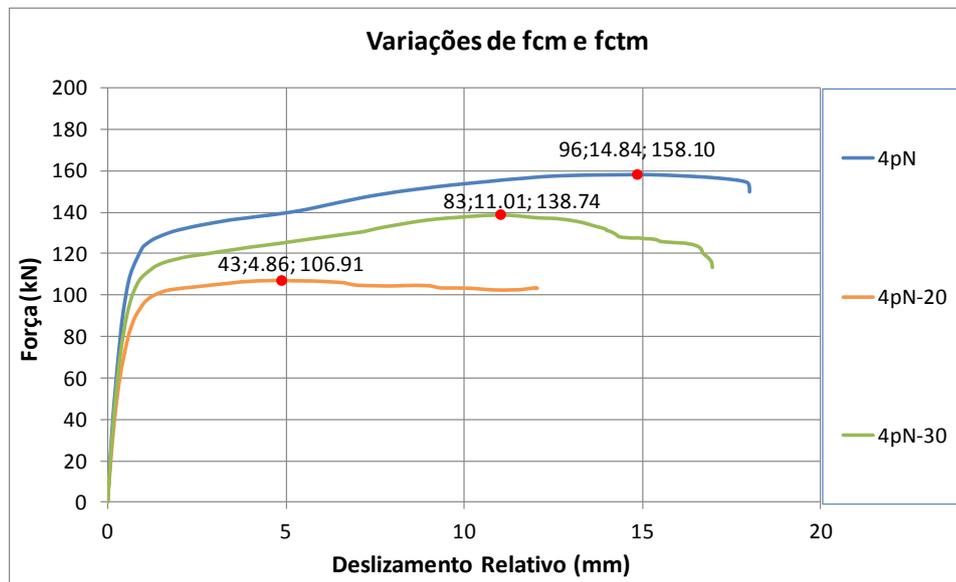


Figura A.1- 36 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN, 4pN-20 e 4pN-30.

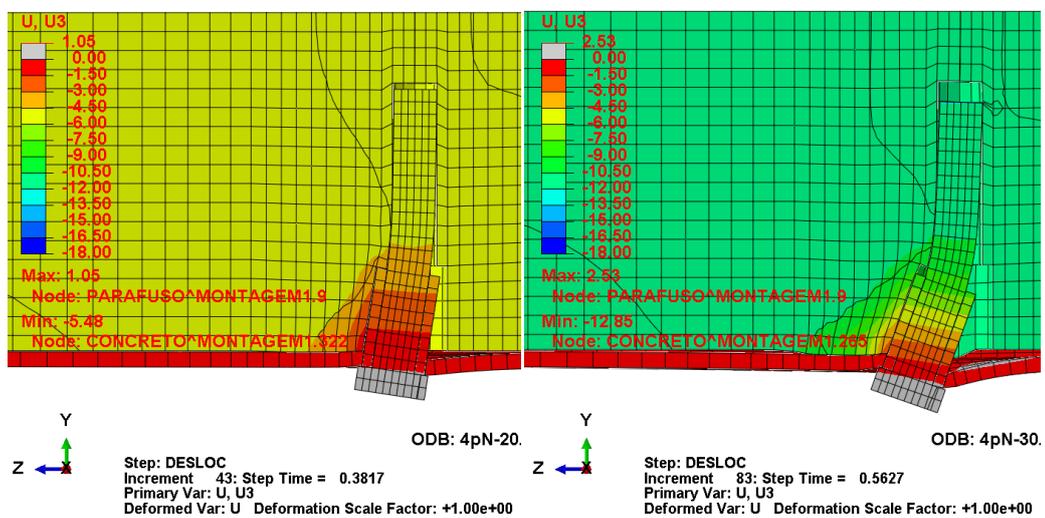


Figura A.1- 37 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-20 e 4pN-30.

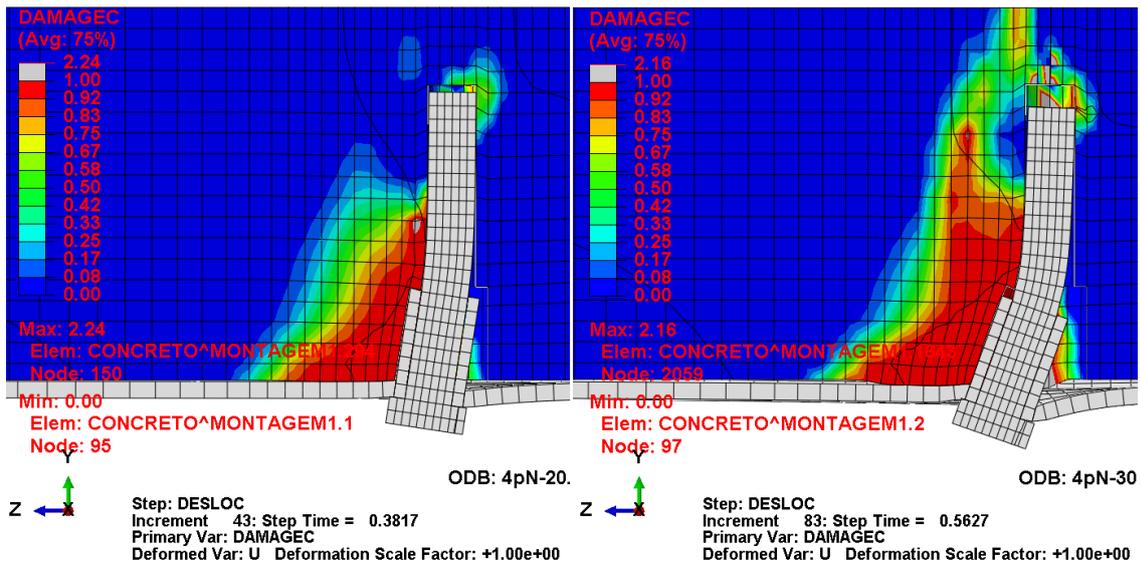


Figura A.1- 38 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-20 e 4pN-30.

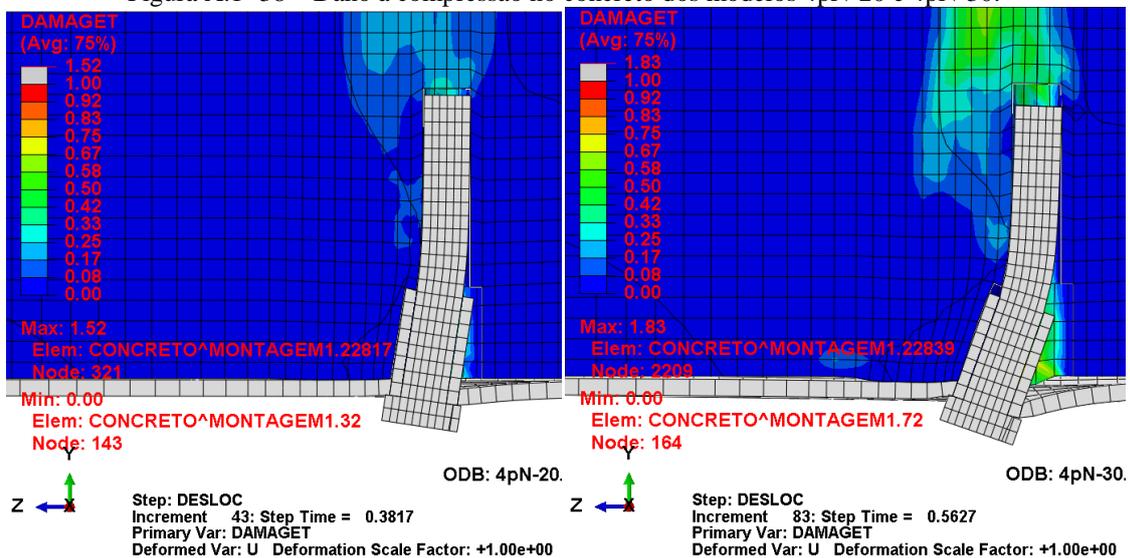


Figura A.1- 39 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-20 e 4pN-30.

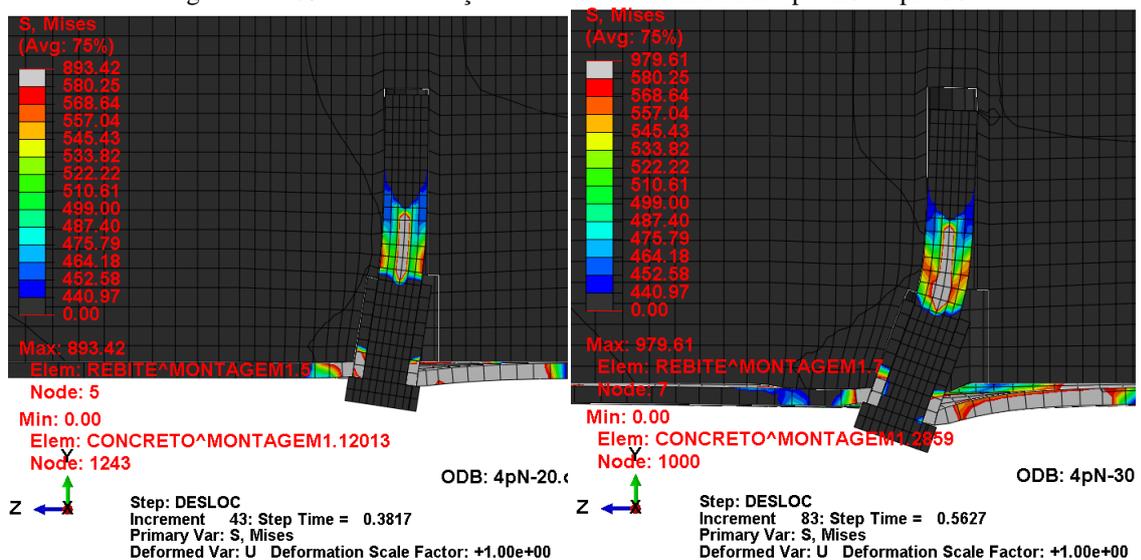


Figura A.1- 40 – Tensões de Von Mises no aço do parafuso dos modelos 4pN-20 e 4pN-30.

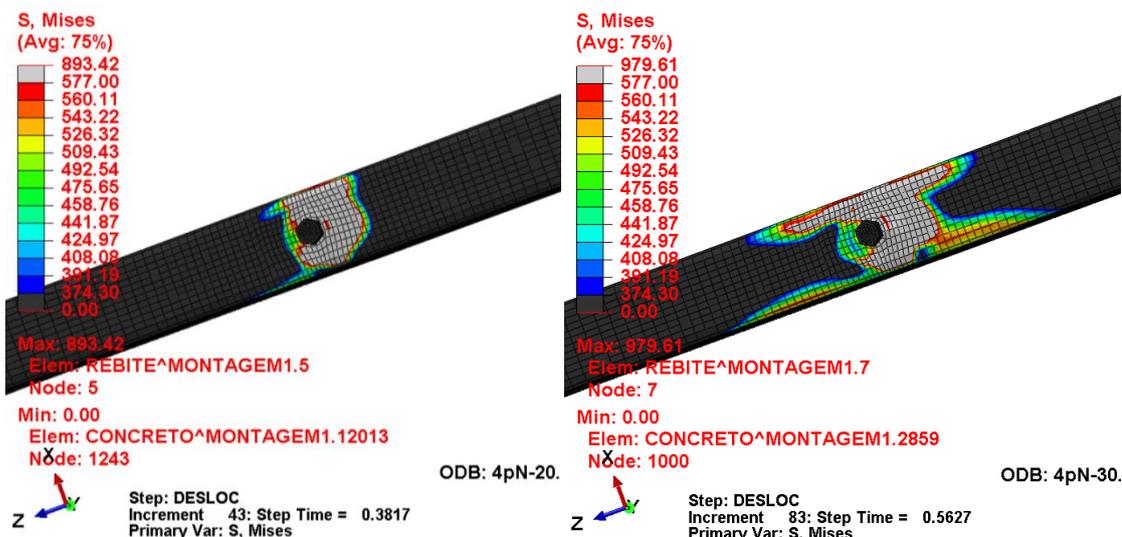


Figura A.1- 41 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-20 e 4pN-30.

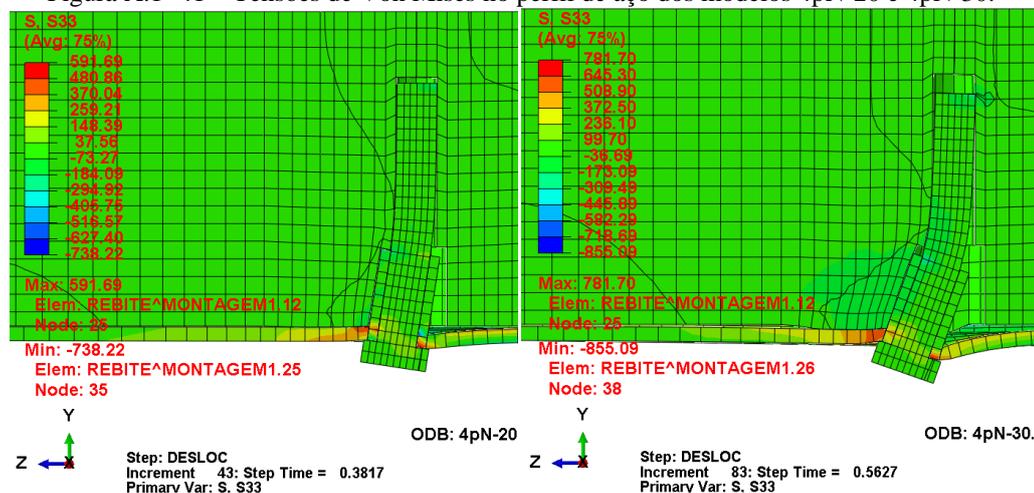


Figura A.1- 42 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-20 e 4pN-30.

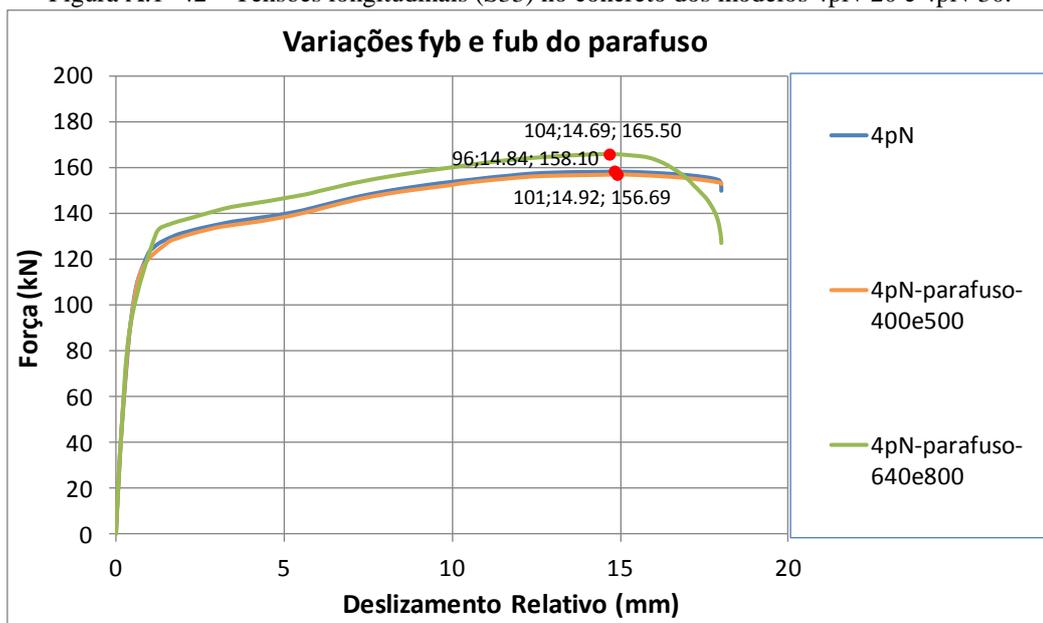


Figura A.1- 43 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

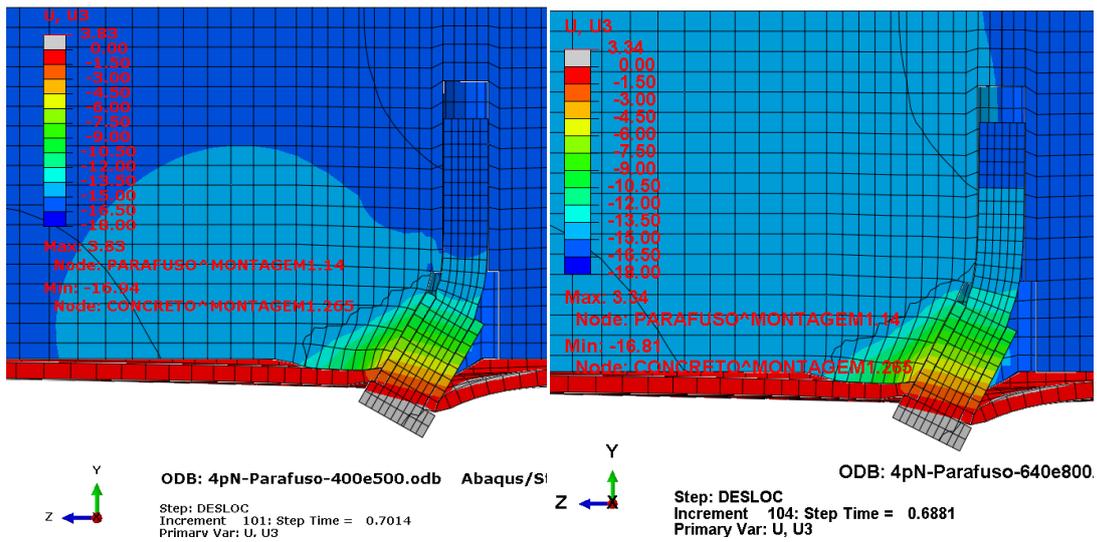


Figura A.1- 44 – Deslocamento longitudinal do conector dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

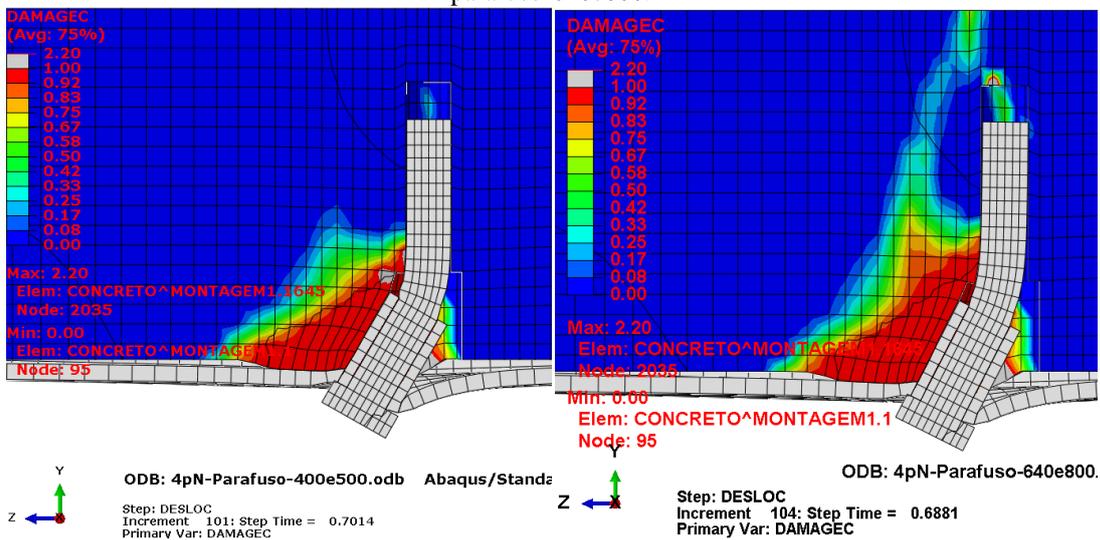


Figura A.1- 45 – Dano à compressão no concreto dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

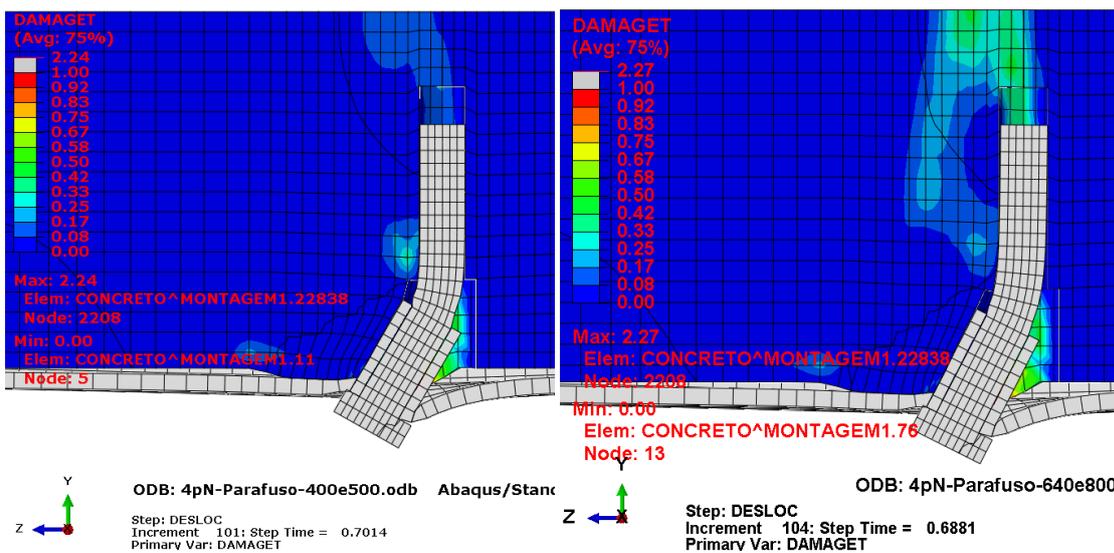


Figura A.1- 46 – Dano à tração no concreto dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

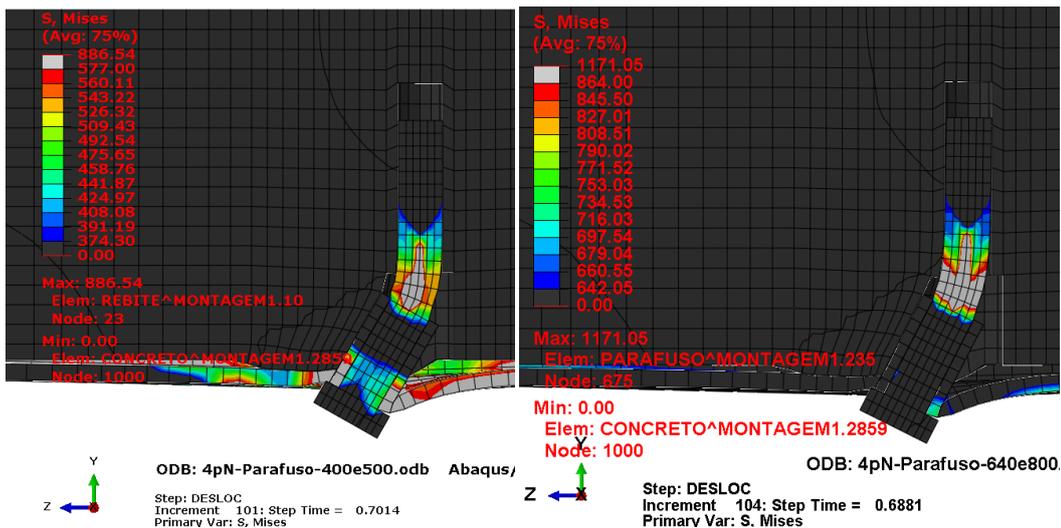


Figura A.1- 47 – Tensões de Von Mises no parafuso dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

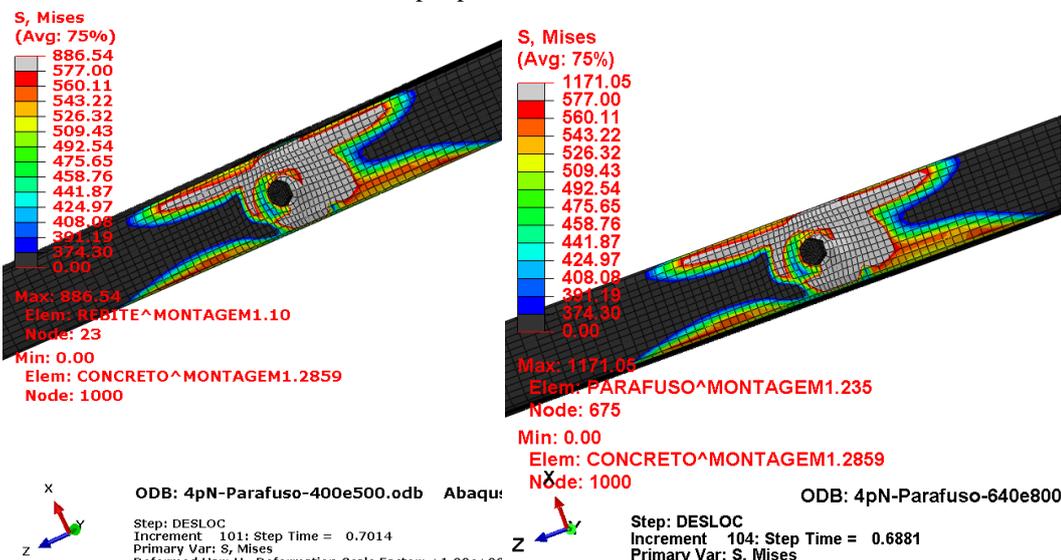


Figura A.1- 48 – Tensões de Von Mises no perfil de aço dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

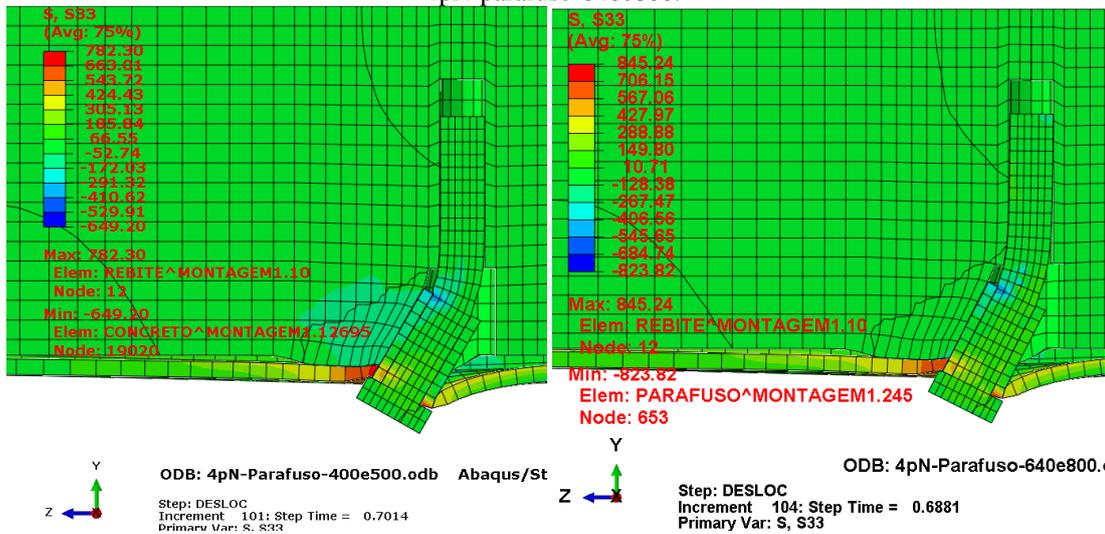


Figura A.1- 49 – Tensões longitudinais (S33) no concreto dos modelos 4pN-parafuso-400e500 e 4pN-parafuso-640e800.

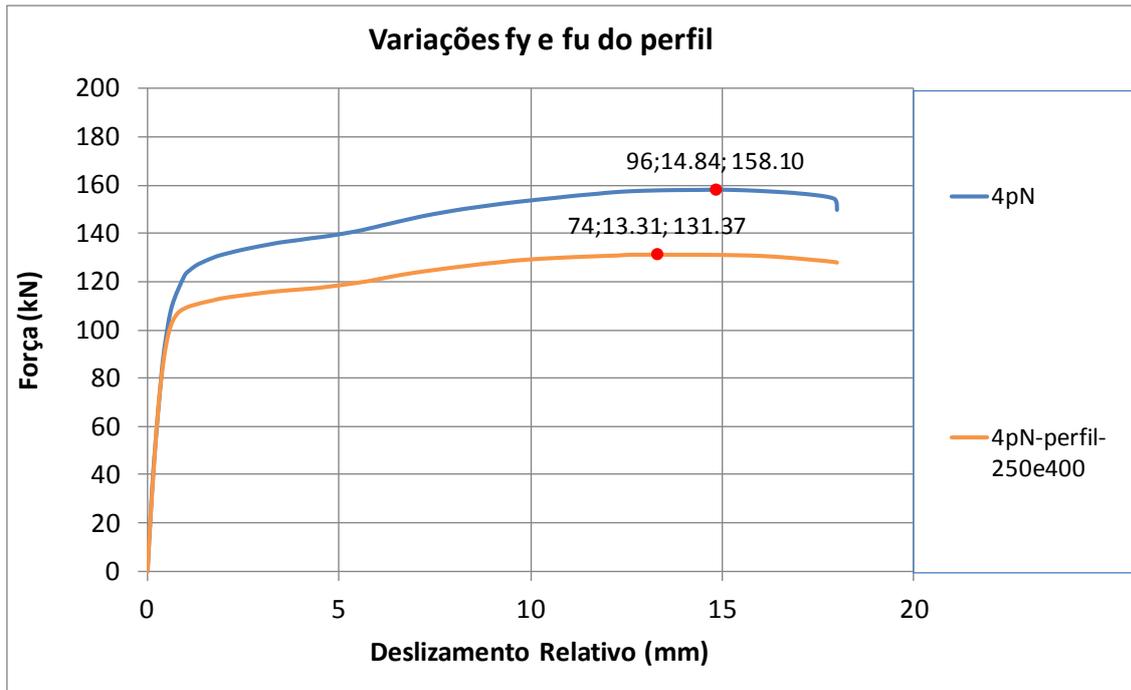
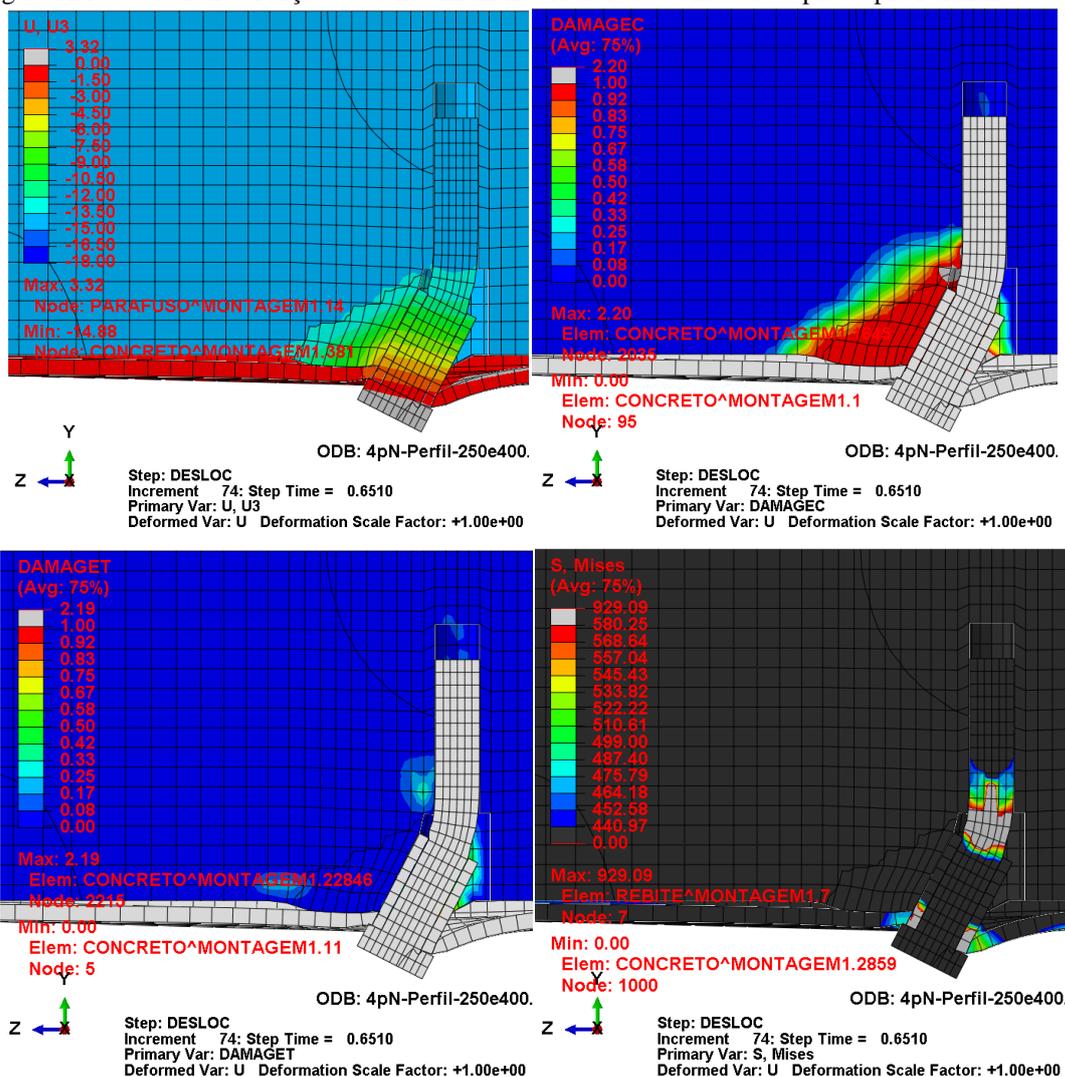


Figura A.1- 50 – Gráfico Força versus Deslizamento Relativo dos modelos 4pN e 4pN-Perfil-250e400.



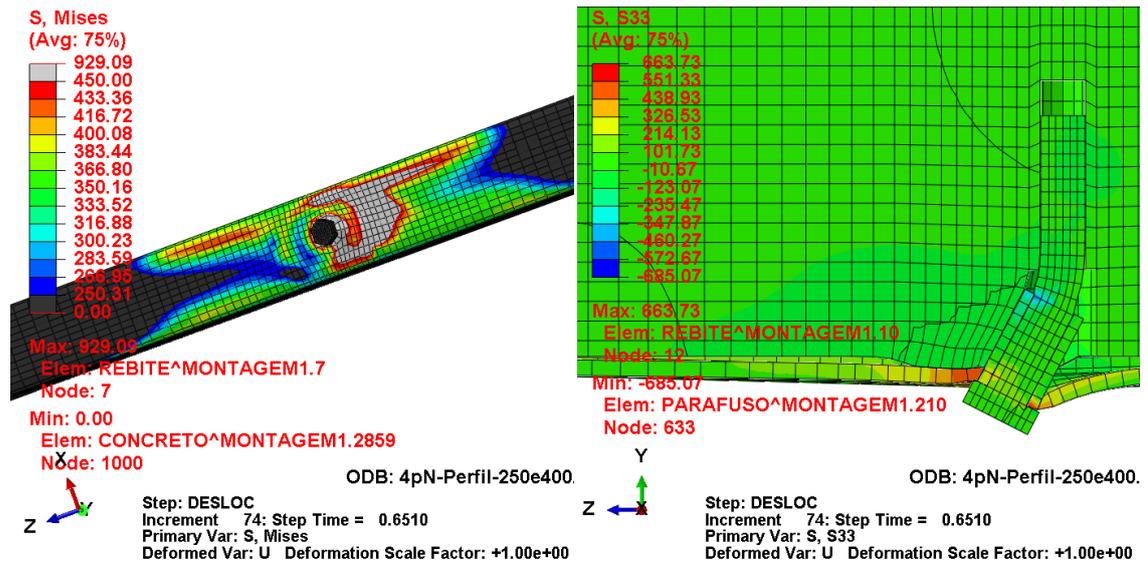


Figura A.1- 51 – Delizamento relativo, dano à compressão do concreto, dano à tração do concreto, Tensão Von Mises do parafuso, Tensão de Von Mises do perfil de aço e Tensão longitudinal (S33) no concreto do modelo "4pN-perfil-250e400".